

De qué hablamos cuando hablamos de estructuras

I Encuentro Internacional de Antiguos Alumnos

Máster en Estructuras de Edificación

Universidad Politécnica de Madrid, 7- 8 mayo 2015



Instituto Juan de Herrera
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
ARQUITECTURA DE MADRID

De qué hablamos cuando hablamos de
estructuras



Foto de la primera promoción, en la escalera de entrada a la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, julio 2008

De qué hablamos cuando hablamos de estructuras

I Encuentro Internacional de Antiguos Alumnos
Máster en Estructuras de Edificación
Universidad Politécnica de Madrid, 7- 8 mayo 2015

edición a cargo de:
Alejandro Bernabeu Larena
Paula Fuentes González

Instituto Juan de Herrera
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE ARQUITECTURA DE MADRID

© Instituto Juan de Herrera

© De cada ensayo, su autor

Todos los derechos reservados

ISBN: 978-84-9728-519-3

Depósito Legal: M-14128-2015

Cubierta: Montaje de la primera cúpula geodésica sobre la cubierta
del edificio de la empresa Zeiss. Jena, 1922.

Impresión: SCD StockCeroDayton

ÍNDICE

Prólogo de <i>Ricardo Aroca Hernández-Ros</i>	ix
Presentación de <i>Santiago Huerta</i>	xi
Prefacio de los editores <i>Alejandro Bernabeu y Paula Fuentes</i>	xiii
En búsqueda de la vulnerabilidad mínima. Sistemas de aislación sísmica <i>Manuel de la Cal Manteca y Javier Gómez Mateo</i>	1
Sócrates, física, proyecto y normativa en la enseñanza de las estructuras <i>Alejandro Calle García</i>	19
Diseño y cálculo de estructuras de steel framing <i>Borja Cruz López</i>	23
Refuerzo de vigas de hormigón armado mediante bandas y tejidos de fibra de carbono. Hotel Emperador. Gran vía nº 53, Madrid <i>Silvio Escolano Taravillo y Alfonso González Fanjul</i>	33
Análisis de escaleras de caracol con hueco central: historia, geometría y mecánica <i>Inmaculada Fortea Navarro</i>	47
Eficacia de NSCE-02 a la luz de los daños provocados por el sismo de Lorca de 2011 en edificios porticados de hormigón armado <i>Fernando Gómez Martínez</i>	59
Lima Convention Center. Sistema estructural y desarrollo constructivo <i>Javier Gómez Mateo y Mónica Latorre Rodríguez</i>	71

Índice

Experiencia en la coordinación entre arquitectura y estructuras. El caso del Crescent Development Project en Baku, Azerbaijan <i>Teresa González Magallanes</i>	85
La presencia de los soportes en la arquitectura contemporánea y la influencia de sus características compositivas y estructurales <i>Guillermo González Sanz</i>	95
Proyecto “Flor de Loto”: propuesta de edificio abierto polivalente para el área recreativa del Palacio de Ferias y Exposiciones de Lugo <i>Laura Gonzalo Calderón</i>	105
La relación entre estructura y arquitectura en dos proyectos singulares: el nuevo Colegio Mayor Faro en la Ciudad Universitaria de Madrid y la ampliación del Centro Comercial Baricentro en Barcelona <i>Javier Muñoz Galán</i>	117
Pasarelas Banda Tesa sobre el río Tajo en la ciudad de Toledo <i>Isabel Saez Alonso</i>	127
Análisis estructural y optimización del entramado ligero de maderas <i>Fernando San Hipólito Marín</i>	137
Construcción de superficies de forma libre con piezas prefabricadas y mínimo encofrado <i>Pablo Vegas González</i>	149
Palacio de Exposiciones y Congresos “Vegas Altas” en Villanueva de la Serena <i>Pablo Vegas González</i>	161
Listado de alumnos del Master por promoción	173
Directorio de alumnos del Master	177

PRÓLOGO

Se dice de la tarea de cualquier artista que se compone de un 10 % de inspiración y un 90 % de perspiración.

Del arte de proyectar la estructura de un edificio puede afirmarse que implica un 10 % de aplicación de la teoría general de análisis de estructuras y un 90 % de decisiones constructivas y de adecuación a las funciones del edificio.

La especificidad de este 90 % (también los puentes y las presas tienen su porcentaje de construcción y adecuación al lugar) justifica la existencia de un curso de postgrado en el que se adquiere la capacidad de actuación profesional en ese importante campo específico, difícilmente alcanzable en el currículum de unas titulaciones de amplio espectro como son la Arquitectura y buena parte de las ingenierías.

Los motivos académicos para organizar el máster eran evidentes para nosotros cuando decidimos ponerlo en marcha. La demanda de plazas a lo largo de los años demuestra que el curso cumple una necesidad social, a diferencia de no pocas empresas académicas del mismo rango teórico.

Antes de poner en marcha el máster tuve una larga entrevista con el Rector Uceda que me aseguró que la UPM iba a apostar fuertemente por los títulos másters oficiales; como creo en la enseñanza pública y no me gusta que se hagan negocios privados utilizando la estructura de la Universidad, decidí fiarme de la palabra del Rector y organizar el máster oficial del que ahora conmemoramos el inicio.

No es agradable reconocerlo, pero el apoyo económico de nuestra universidad (que permitiría contar con más profesores externos, e incluso pagarles) no solo no ha sido el prometido sino que en uno de sus habituales ejercicios de igualitarismo, la UPM reparte unas escasas ayudas por igual entre todos los cursos de la universidad tengan o no alumnos, además de jugar constantemente con plazos de inscripción y periodos de matrícula para hacer más emocionante la experiencia de apuntarse.

Solo el voluntarismo de parte de los profesores del departamento (que ganarían exactamente lo mismo si el máster no existiera) y el altruismo de quienes año tras año colaboran impartiendo conferencias sin recibir a cambio más que

Prólogo

una invitación a comer en un restaurante de precio módico pero bastante aseado permite continuar con un esfuerzo que tiene, eso sí, un premio de valor inestimable: ayudar a aprender a unos profesionales que han decidido voluntariamente someterse al duro régimen de trabajo sin el que no puede tener éxito la aventura personal que es el aprendizaje.

Termino agradeciendo a Santiago Huerta la invitación a participar en este acto. En los últimos años no he aparecido apenas por el curso, no porque no me importe, sino para dejar que adquiriera, como lo ha hecho, una vida propia, de lo que me congratulo, ya que de haber mantenido yo una presencia continuada le hubiera dado un carácter de empresa personal indeseable en la cosa pública.

Gracias a profesores y alumnos por mantener viva una idea importante en un medio y unas circunstancias poco propicios.

RICARDO AROCA HERNÁNDEZ-ROS

PRESENTACIÓN

El Máster de Estructuras de Edificación empezó en 2007 con Ricardo Aroca como coordinador. Este año se cumple la octava edición y las ocho promociones suman un total de unos 300 alumnos, la mayoría españoles, pero con participación de una veintena de países. La mayoría han terminado y, por lo que sabemos, están trabajando en campos relacionados con las estructuras.

Con ocasión de la octava edición del Máster, y a propuesta de los profesores Alejandro Bernabeu y Paula Fuentes, se decidió organizar un encuentro de antiguos alumnos. El formato es de Simposio, con presentaciones de algunos trabajos, pero el objetivo principal es encontrarnos de nuevo, renovar lazos y establecer una futura Asociación de Antiguos Alumnos.

Como señala Ricardo Aroca en el Prólogo la tarea no ha sido fácil. Nada que merezca la pena lo es, y debo decir que para mí ha sido un privilegio trabajar con él. Desgraciadamente, las cosas no mejoran sino que van a peor, y de continuar la actual política de “asignación presupuestaria cero a los másteres oficiales”, el futuro es sombrío. También para la Universidad: cada año se cierran másteres y la matrícula de los que perviven se reduce de forma inexorable.

Me queda la agradable tarea de los agradecimientos. En primer lugar a Ricardo Aroca, sin cuyo trabajo e inteligencia este Máster nunca hubiera existido. Fabián López Ulloa y Paula Fuentes llevaron la gestión académica con enorme eficacia los primeros años. Ya como profesor ayudante, y faltando Fabián (víctima de los recortes), Paula Fuentes siguió ayudando en la gestión, robando tiempo a sus otras ocupaciones. Los profesores del Máster han demostrado gran entusiasmo y dedicación, parámetros imposibles de medir con los (por desgracia habituales) modelos métricos informáticos. Siempre he considerado a José Luis de Miguel como un gran activo para el Máster. Su capacidad para la polémica y la crítica ha estimulado a las sucesivas promociones. Finalmente, quiero agradecer a los alumnos su actitud e interés auténtico. Sin su repuesta, que ha supuesto un estímulo continuo, no habría sido posible realizar este trabajo.

SANTIAGO HUERTA

PREFACIO

El relato corto de Raymond Carver, *De qué hablamos cuando hablamos de amor*, nos sirve nuevamente de inspiración, para poner título a éste *De qué hablamos cuando hablamos de estructuras*. Con ello queremos destacar el carácter de reunión cordial y debate amistoso del encuentro, y el nexo que nos une a profesores, antiguos alumnos y alumnos actuales y futuros del Máster: el interés, o casi nos atreveríamos a decir que la pasión, por las estructuras.

Han pasado ya ocho años desde la primera edición del Máster, y en la celebración de este primer encuentro queremos agradecer a su promotor y primer coordinador Ricardo Aroca, y al actual coordinador, Santiago Huerta, la impronta y el impulso que le han dado, así como a todos los profesores que durante este tiempo han ofrecido su tiempo y dedicación, compartiendo conocimiento y experiencia en muy alto grado. Y por supuesto, nuestro más profundo agradecimiento a los alumnos, cuya motivación, interés y activa participación son el verdadero motor y estímulo del Máster, máxime en el contexto actual, en el que la crisis económica ha afectado muy singularmente a la universidad y a la arquitectura.

El encuentro quiere poner en contacto y promover la relación entre los alumnos de las distintas promociones, estableciendo un marco en el que debatir y compartir experiencias, que supere el periodo temporal del encuentro, y fomenta y mantenga la relación y colaboración entre ellos, así como con los profesores y, con carácter general, la universidad.

El presente libro, además de una relación y directorio de los alumnos del Máster de las distintas promociones, incluye las ponencias presentadas durante el encuentro, escritas por alumnos y antiguos alumnos sobre proyectos o investigaciones desarrollados por ellos en el campo de las estructuras.

Las ponencias abarcan temas muy diversos, que van desde la configuración y el diseño estructural en zonas de alta sismicidad a la intervención y el refuerzo de estructuras existentes, o el desarrollo y análisis de nuevos sistemas estructurales. Ofrecen también ejemplos muy interesantes de estructuras singulares, y experiencias e investigaciones sobre la relación entre estructura y arquitectura.

Prefacio

Las ponencias, además de su propio interés y entidad, ponen de manifiesto el conocimiento, la capacidad y el potencial de los alumnos del Máster para abordar proyectos, desarrollos e investigaciones de interés y trascendencia en el campo de las estructuras. Creemos que son así una excelente motivación para futuros alumnos, y un enorme estímulo para los profesores, para continuar abordando e incorporando cuestiones y temas que permitan mantener y extender el carácter y la relevancia del Máster en el campo de las estructuras de edificación.

Durante estos años hemos hablado de muchas cosas, pero sobre todo hemos hablado mucho de estructuras. El encuentro continúa y extiende este diálogo, pensado para reflexionar, compartir y debatir sobre estructuras, pero sobre todo para ilusionar y disfrutar.

ALEJANDRO BERNABEU LARENA

PAULA FUENTES GONZÁLEZ

COMUNICACIONES

EN BÚSQUEDA DE LA VULNERABILIDAD MÍNIMA. SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

Manuel de la Cal Manteca¹, Javier Gómez Mateo²

Resumen

Las normas sísmicas han definido clásicamente unos criterios para el cálculo de estructuras enfocados a asegurar la protección de la vida, pero no la integridad de las construcciones a las que estas pertenecen.

Sin embargo, en los últimos años se tiende a disminuir el riesgo sísmico de determinadas construcciones, llegando a un máximo en el caso de los hospitales situados en zonas de alta sismicidad, a los que se tiende a dotar de una vulnerabilidad mínima o nula.

Para lograr estos objetivos es necesario utilizar sistemas antisísmicos avanzados como son los sistemas de aislación sísmica. Estos sistemas desacoplan y amortiguan la acción sísmica permitiéndonos alcanzar la vulnerabilidad deseada.

INTRODUCCIÓN

Las normas sísmicas definen unos criterios para el análisis y cálculo de estructuras enfocados a asegurar la protección de la vida, limitar los daños no estructurales y evitar el colapso de las construcciones. Esto lo hacen a partir de la definición de unas acciones sísmicas en función de un peligro sísmico concreto para las cuales se deben calcular las construcciones y de unos parámetros constructivos que éstas deben cumplir.

Sin embargo, en los últimos años se tiende a disminuir la vulnerabilidad de determinadas construcciones para dotarlas de un riesgo sísmico menor. Este concepto llega a su máximo en el caso de los hospitales, a los que, por su gran importancia, se tiende a dotar en la actualidad de una vulnerabilidad mínima o nula, no solo estructural, sino en todo su conjunto.

¹Arquitecto por la UVA y Máster en Estructuras de la Edificación (Euroestudios),
m.delacalmanteca@gmail.com

²Arquitecto por la UPM y Máster en Estructuras de la Edificación (gomae. architecture & engineering) jgm@gomae.org

Para hacer frente a esta necesidad las normas sísmicas han implementado unos coeficientes de modificación de las acciones sísmicas normadas y una serie de requerimientos de análisis y comprobación concretos para este tipo de edificios. Sin embargo, estos requisitos en ocasiones no son suficientes, o no son suficientemente claros, para la obtención de esa vulnerabilidad buscada.

El objetivo de esta ponencia es por un lado, esclarecer en lo posible de donde salen estas acciones sísmicas, que nivel de daño se está asumiendo cuando se calcula un edificio en una zona determinada y como las normativas modifican la acción sísmica base para adecuarla a unos niveles de daño diferentes a los estándares o clásicos para edificaciones. Y por otro lado, introducir los sistemas de aislación sísmica estudiando cómo estos modifican y amortiguan las acciones sísmicas permitiéndonos alcanzar niveles de vulnerabilidad mínimos.

RIESGO SÍSMICO

Definición de riesgo sísmico

Es la probabilidad que tiene una construcción de sufrir pérdidas humanas, materiales o de funcionamiento, debido a un terremoto.

Este factor se estudia en función del peligro sísmico y la vulnerabilidad de la construcción:

Peligro sísmico: probabilidad de un territorio de sufrir un terremoto de una determinada intensidad durante un intervalo de tiempo determinado (William H. 2013). Este índice se obtiene mediante un análisis estadístico a través de la integración de tres factores:

- Momento sísmico: capacidad energética de cada una de las fallas a estudio o de su conjunto.
- Probabilidad de producirse un evento sísmico de una determinada intensidad en cada una de las fallas o conjunto de éstas a estudio.
- Distancia relativa de cada falla o conjunto de éstas activa al lugar a estudio.

Los resultados se representan en mapas de peligrosidad sísmica y se definen para diferentes niveles de intensidad sísmica en función de su probabilidad de ocurrencia en el tiempo.

Intensidad		Periodo de retorno	Probabilidad de ocurrencia en 50 años
Leves	Frecuente	42 años	70% en 50 años
Moderados	Ocasional	72 años	50% en 50 años
Severos	Raro	475 años	10% en 50 años
Extremadamente severos	Muy raro	975 años	5% en 50 años

Tabla 1. Niveles de intensidad sísmica comunes.

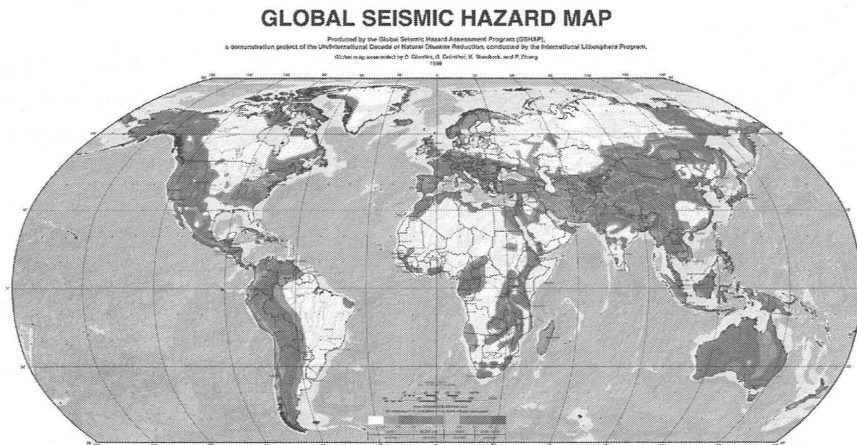


Figura 1. Mapa de peligrosidad sísmica global (GSHAP 1999, UN)

Vulnerabilidad de la construcción. Mide la susceptibilidad de una construcción de sufrir daños cuando se somete a un terremoto de una cierta intensidad. Se basa principalmente en dos conceptos:

- **Ductilidad:** la capacidad de una estructura de deformarse plástica y cíclicamente sin pérdida de resistencia. De esta manera se absorbe gran cantidad de energía disipando la acción sísmica. Esta cualidad está relacionada directamente con la prevención del colapso de la estructura, siendo siempre necesario una relación entre resistencia y ductilidad adecuada para evitar el colapso ante el terremoto máximo posible.
- **Rigidez o restricción ante las deformaciones horizontales:** las estructuras se diseñan para que, ante un terremoto de una intensidad determinada, no se supere una deformación horizontal relativa entre plantas fijada. Estos límites de deformación están relacionados principalmente con la aceptación de pérdidas materiales y de función que se busquen para la construcción.

Riesgo sísmico básico

Las normas definen un objetivo de riesgo sísmico básico que busca una relación aceptable entre el coste de la construcción y la posibilidad de que se produzcan pérdidas excesivas (FEMA P-749, 2010). Este nivel de riesgo sísmico se define en función de la probabilidad de una construcción de sufrir pérdidas ante cada nivel de intensidad sísmica estudiado según los siguientes objetivos:

- Ocupación inmediata para sismos frecuente
- Protección de la función para sismos ocasionales
- Protección de la vida para sismos raros

- Prevención del colapso para sismos muy raros

Para lograr estos objetivos las normas definen una acción sísmica en función de un terremoto determinado, la cual se debe modificar según las propiedades del terreno donde se funda la construcción y las propiedades físicas propias de ésta:

- Periodos propios
- Ductilidad
- Masa

Además fijan unas limitaciones y requerimientos estructurales y constructivos:

- Límites de deformación total y deformación relativa entre plantas para la estructura.
- Límites de irregularidad geométrica y de distribución de rigideces.
- Limitaciones al uso de tipologías estructurales según casos y especificaciones propias de cada una de ellas.
- Requerimientos para los sistemas constructivos no estructurales.
- Requerimientos de comprobaciones basadas en el método de análisis simplificado, cortante basal mínimo.
- Requerimientos de análisis avanzados para las estructuras singulares.

Riesgo sísmico de edificaciones esenciales o críticas

Las normas también implementan unos niveles de riesgo sísmico más restrictivos para edificaciones de mayor trascendencia. Estas edificaciones se agrupan principalmente en dos:

- Esenciales: edificaciones cuyo colapso pueda traer asociado importantes pérdidas humanas o materiales. Centros docentes, centros institucionales, museos, archivos, etc.
- Críticos: edificaciones que se considera que deben mantenerse operativas tras sismos de intensidad severa por constituir servicios de importancia vital para la sociedad. Hospitales, estaciones de bomberos, plantas energéticas, etc.

Para definir estos niveles de riesgo, las normativas escalan la acción sísmica normativa a un nivel de intensidad sísmica superior a través de coeficientes de importancia (B. Acun. 2012). De esta manera disminuyen la posibilidad de que durante la vida útil de la construcción se supere la acción sísmica analizada y aumentan los objetivos de riesgo sísmico a:

- Ocupación inmediata para sismos ocasionales
- Protección de la función para sismos raros
- Protección de la vida para sismos muy raros

Además, para determinados casos se aumentan las limitaciones y requerimientos estructurales y constructivos básicos.

Imprecisiones del riesgo sísmico

El peligro sísmico no es exacto ya que se obtiene según un análisis estadístico y no define el valor máximo. Además existen otras imprecisiones como:

- Los espectros normativos no suelen ser de probabilidad uniforme, por lo que, para determinados periodos propios de las estructuras, se podría estar diseñando para una nivel de riesgo sísmico mayor del supuesto.
- Los sismos de diferentes intensidades no son equivalentes, por lo que, al diseñar estructuras para sismos escalados a partir del normativo por un coeficiente de importancia, también podríamos no estar asegurando el nivel de riesgo esperado.

Por ello, en casos especiales, por ejemplo cerca de fallas especialmente activas o para estructuras singulares, se pueden precisar los factores intervinientes para reducir o conocer con más precisión el nivel de riesgo sísmico. Algunas de las acciones posibles son:

- Diseñar las estructuras para sismos superiores a los extremadamente severos (975 años) definiendo coeficientes de importancia superiores a los normativos.
- Definir el peligro sísmico específico del lugar a través de un estudio propio de los factores intervinientes tomando los valores máximos, en vez de un estudio estadístico.
- Analizar las estructuras para dos o más supuestos compuestos cada uno por una acción sísmica de un nivel de intensidad sísmica determinado y unos valores de ductilidad y límites de deformación propios.
- Definir los espectros de peligrosidad uniforme.
- Realizar estudios avanzados del terreno donde se funda el edificio para evitar o prever fallos como la licuefacción. Y también, para determinar un coeficiente de modificación de la acción sísmica específico que podría ser mayor que el obtenido por métodos tradicionales.
- Realizar análisis avanzados de la estructura tipo "pushover" para conocer su nivel real de ductilidad aproximado.
- Para estructuras de hormigón armado, realizar diferentes análisis según cada situación de rigidez posible de la estructura considerando los diferentes niveles de fisuración del conjunto de elementos estructurales a lo largo de su vida útil: inercias brutas, fisuración debida a cargas gravitatorias, fisuración por entrada en carga o fisuración debida a terremotos ocasionales.

Riesgo sísmico mínimo

En la actualidad se tiende a dotar a ciertas edificaciones de una vulnerabilidad mínima o nula para las que se fijan los siguientes objetivos de riesgo sísmico:

- Ocupación inmediata para sismos raros
- Protección de la función para sismos muy raros

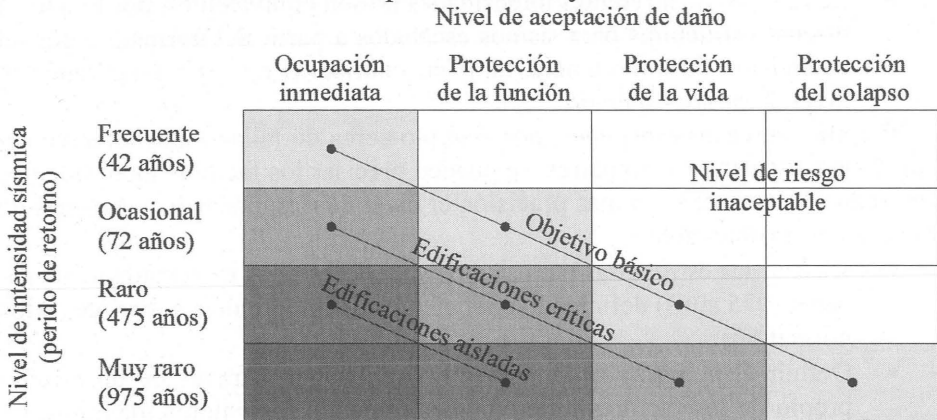


Figura 2. Niveles de riesgo sísmico (William H. 2013)

Para alcanzar este nivel de exigencia es necesario diseñar las construcciones para el máximo sismo posible, con una ductilidad residual alta y con unos límites de deformaciones mínimos. Y además, usar limitaciones y requerimientos estructurales y constructivos muy restrictivos.

Estos requisitos se aplican actualmente de forma frecuente en zonas de alta sismicidad para hospitales y centros de salud siguiendo los objetivos fijados por las OMS (Organización mundial de la Salud), la cual define el concepto de Hospital Seguro como:

Hospital seguro: “Es un establecimiento de salud cuyos servicios permanecen accesibles y funcionando a su máxima capacidad y en su misma infraestructura inmediatamente después de que ocurre un desastre natural” (Boroschek K., Retamales S. R. 2004).

Para lograr estos objetivos de riesgo sísmico en zonas de alta sismicidad, manteniendo una solución estructural coherente y factible, es necesario emplear sistemas de resistencia sísmica avanzados. Los más comunes son los sistemas de aislación sísmica. Estos sistemas desacoplan el movimiento o vibración sísmica de la estructura y además, proporcionan un nivel de amortiguamiento extra reduciendo cuantitativamente la acción sísmica que actúa sobre la construcción.

SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

En qué consisten

Según el Diccionario de la Real Academia de la Lengua Española “aislar” se define como “dejar algo solo y separado de otras cosas” (RAE 2014). Por lo tanto siguiendo la descripción dada podemos definir la subestructura sísmica de aislación de base como:

Interfaz flexible o deslizante ubicada entre la estructura y su sistema de cimentación (Taylor, Igusa 2004).

Esta interfaz dota al sistema estructural completo de la posibilidad de desacoplar la superestructura de su sistema de cimentación o subestructura. Al separar o independizar los dos sistemas estructurales se posibilita que en caso de un sismo el movimiento horizontal del suelo (la transmisión de energía mediante las ondas sísmicas) no sea transmitido directamente a la superestructura. Este desacoplamiento se produce mediante el cambio del período fundamental del conjunto estructural aislado a un periodo varias veces mayor que la estructura sobre el sistema de aislación

Qué objetivos buscan

Identificamos dos objetivos principales. Por un lado reducir la demanda sísmica en la superestructura, frente al objetivo habitual en estructuras en zonas sísmicas que es el incremento de capacidad resistente de la estructura. Por otro lado incrementar el período de vibración de la estructura mediante el incremento de la amortiguación reduciendo por lo tanto el cortante basal.

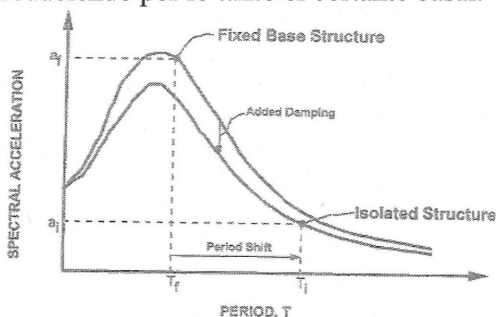


Figura 3. Modificación del periodo y amortiguamiento de una estructura aislada.

De este modo al dotar a la estructura de un sistema de aislación se logran cuatro características principales que mejoran la respuesta ante acciones sísmicas y la vulnerabilidad sísmica del sistema, a saber:

- Se reducen las fuerzas sísmicas de diseño
- Se reducen las distorsiones entre pisos
- Se concentra el desplazamiento lateral en la base de aislación
- Se reduce y minimiza el riesgo de daño en la estructura y en los sistemas no estructurales

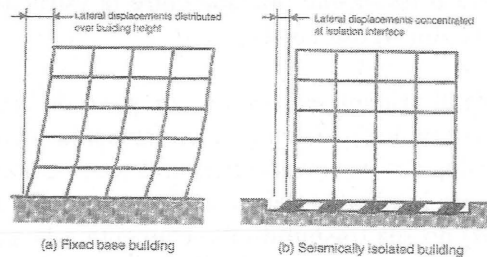


Figura 4. Desplazamiento lateral en una estructura aislada.

Desarrollo histórico

La idea generalmente extendida sobre los sistemas de aislación es que son tecnologías de vanguardia y sistemas estructurales avanzados de uso localizado y excepcional. Nada más lejos de la realidad. En las zonas de alta sismicidad repartidas a lo largo de todo el planeta se han desarrollado tradicionalmente soluciones de sistemas de aislación que permitían dotar a las estructuras de las ventajas enunciadas en el punto anterior.

Las soluciones tradicionales para conseguir un sistema de aislación eran principalmente tres:

- Capas de piedra pulida
- Capas de arena o grava bajo la cimentación
- Piezas de madera entre la cimentación y la estructura

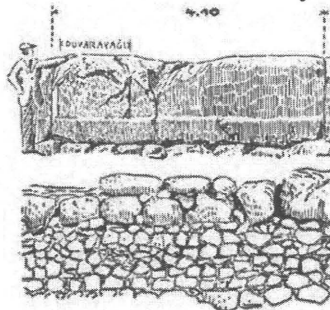


Figura 5. Ejemplo de cimentación tradicional aislada

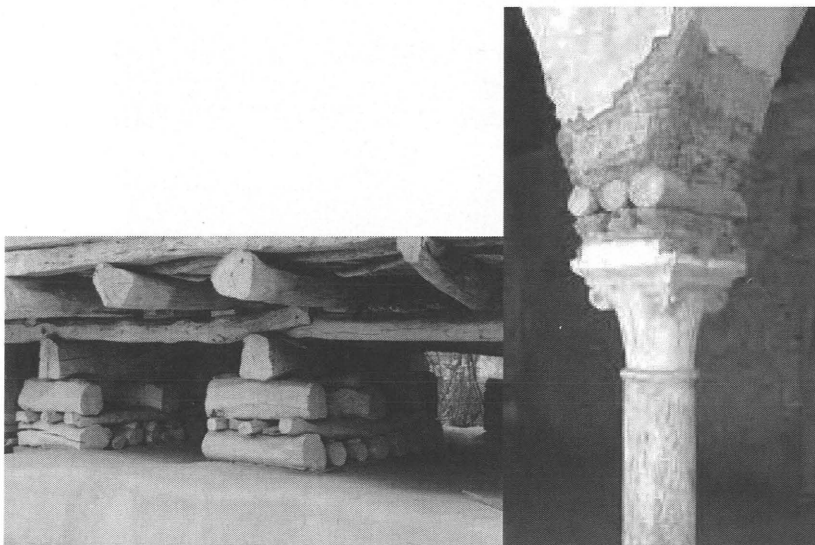


Figura 6. Ejemplo de aislación mediante piezas de madera.

Como ejemplos históricos de estas soluciones podemos destacar la construcción del templo de Jerusalén, actual estado de Israel, donde

el mismo rey Ciro dio orden acerca de la casa de Dios, la cual estaba en Jerusalén, para que fuese la casa reedificada como lugar para ofrecer sacrificios, y que sus paredes fuesen firmes; su altura de sesenta codos, y de sesenta codos su anchura; y tres hileras de piedras grandes, y una de madera nueva; y que el gasto sea pagado por el tesoro del rey (Biblia CEE 2013)".

En este párrafo bíblico se nos presenta una solución de cimentación aislada mediante la interposición de una capa de elementos de madera, lo que alteraría el periodo natural de vibración de estructura y modificaría sus desplazamientos frente a acciones sísmicas, logrando por lo tanto los dos objetivos principales de un sistema de aislación moderno.

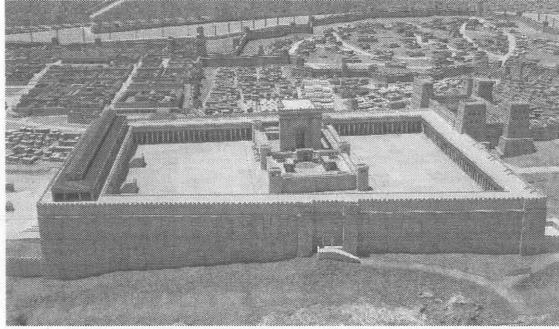


Figura 7. Recreación del templo de Jerusalén.

Por otro lado, y estando registrado como el primer edificio aislado que ha llegado hasta nuestros días, destacamos la Tumba de Ciro II el grande (c550 A.C.), Pasagarda, Fars, Irán. Esta edificación está dotada de dos niveles de cimentación. El inferior con piedras unidas con mortero y posteriormente pulidas. El superior con piedras unidas mediante conectores metálicos e igualmente pulidas. Solución que al igual que hemos indicado en el ejemplo anterior vuelve a satisfacer los objetivos buscados con la implementación de un sistema de aislación en la actualidad.



Figura 8. Tumba de Ciro, vista general y detalle de la interfaz de aislación.

Ya en tiempos modernos a finales del siglo XIX y principios del siglo XX, el doctor Johannes Avetian Clanterients desarrolló soluciones de sistemas de

aislación para estructuras de edificación mediante “juntas libres aisladas” a base de mezclas de talco bajo placas metálicas (Naeim, Kelly 1996).

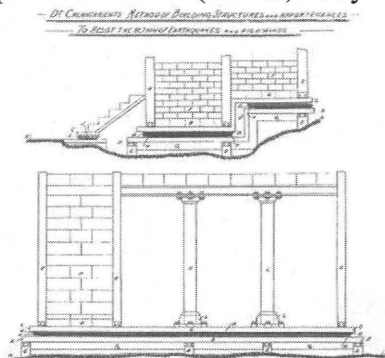


Figura 9. Solución propuesta por J. A. Clantarients.

Por último mencionar el edificio escolar Pestalozzi en Skopje, Macedonia, como primer edificio con una solución de sistema de aislación contemporánea. Del año 1969 la estructura está dotada de aisladores de caucho bajo la retícula estructural, habiendo sido restaurado con sustitución de los aisladores recientemente.

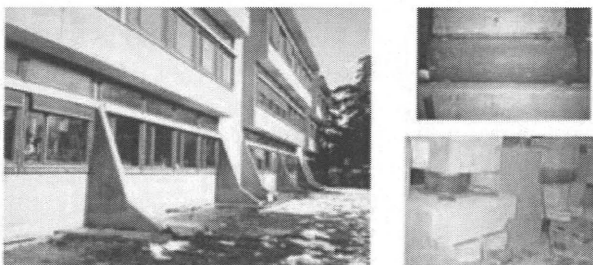


Figura 10. Edificio Pestalozzi, detalle de aisladores durante la restauración reciente.

Partes fundamentales de un edificio aislado

- *Base de aislación*, donde distinguimos dos elementos:
 - Unidades de aislación. El aislador propiamente dicho, usualmente un elemento industrializado sometido a patentes y propiedad industrial.
 - Elementos estructurales de transferencia. La configuración es variada siendo la más habitual mediante capiteles o estructuras de entramado que enlazan el aislador con la sub/superestructura.
- *Subestructura*. Sistema estructural bajo la base de aislación
- *Superestructura*. Sistema estructural sobre la base de aislación

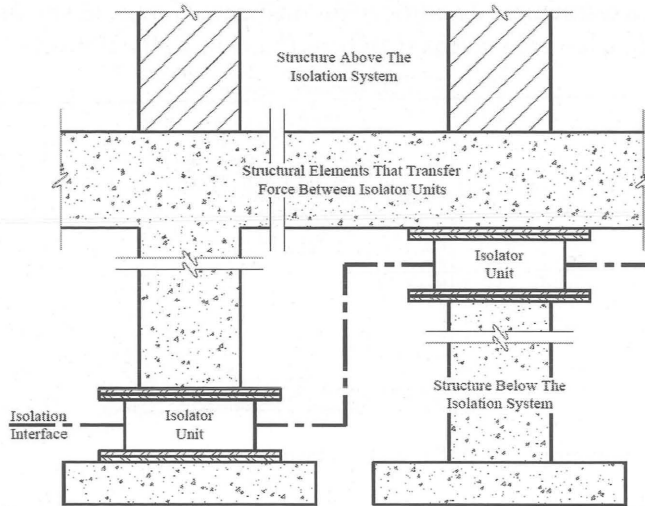


Figura 11. Partes de un edificio aislado

Tipos y características de aisladores.

Podemos distinguir dos familias de aisladores actualmente existentes en el mercado. Por un lado aquellos que están conformados por un material elastomérico con capacidad de admitir grandes deformaciones y con la capacidad de, una vez que ha cesado la fuerza horizontal, volver a su forma y posición original. Por otro lado tendríamos a la familia de aisladores mecánicos deslizantes, estos aisladores están conformados mediante placas o rótulas metálicas con posibilidad de deslizamiento y con sistemas de articulaciones mecanizadas que permiten el desplazamiento y la vuelta a la posición original una vez eliminada la acción horizontal.

- Aisladores elastoméricos
 - De bajo amortiguamiento (LRD)
 - Variante con núcleo de plomo (LRB)
 - De alto amortiguamiento (HDR)

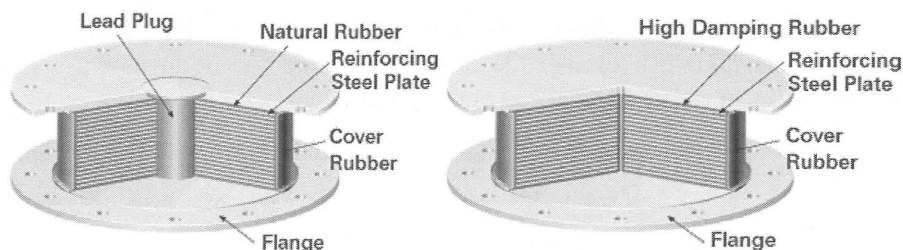


Figura 12. Aisladores elastoméricos

- Sistemas deslizantes
 - Planos
 - Pendulares

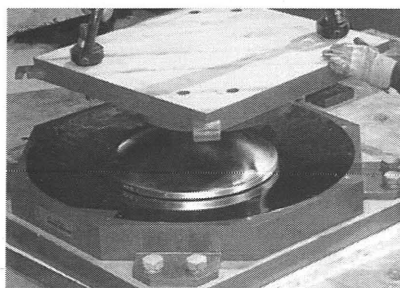
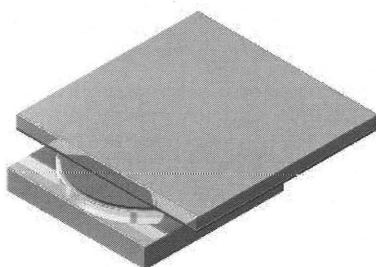


Figura 13. Aisladores deslizantes

Los requisitos que debe cumplir un sistema de aislación (FEMA P-751) son altamente restrictivos y deben ser tenidos en cuenta desde las fases iniciales del diseño estructural. Por un lado y fundamentalmente la estructura debe permanecer estable para el “sismo máximo de diseño”. El sistema de aislación debe dotar de un incremento de resistencia a un incremento del desplazamiento. Además teniendo en cuenta los esfuerzos cíclicos a los que se va a ver sometido el material constitutivo, éste debe estar caracterizado por una degradación controlada bajo ciclos de carga y descarga. Por último las propiedades del aislador, principalmente rigidez y amortiguamiento, deben estar acotadas y ser reproducibles. Estos requisitos llevan a un desarrollo y fabricación especializada de los aisladores por parte de grupos industriales, estando por lo tanto sometidos a una gran investigación y a una competencia técnica notable.

Las dos propiedades que definen un sistema de aislación (FEMA P-751) son las siguientes:

- Rigidez efectiva (Effective Stiffness) k_{eff}
- Amortiguamiento efectivo (Effective Damping) β_{eff}

Mediante estas dos propiedades tenemos controlados los parámetros que nos permiten modelizar el aislador como son la relación de la fuerza y el desplazamiento y la energía absorbida por el sistema.

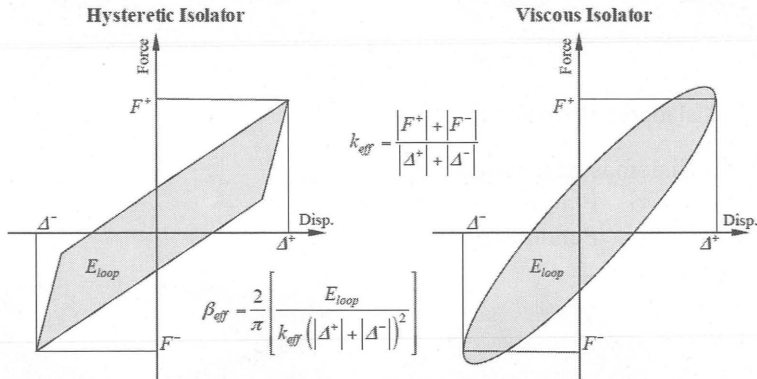


Figura 14. Diagrama de histéresis. Rigidez y amortiguamiento.

MÉTODOS DE ANÁLISIS DE EDIFICIOS AISLADOS.

Comprobaciones y requerimientos normativos mínimos

A nivel de la implementación normativa y declaración de principios de diseño de estructuras aisladas debemos mencionar como punto inicial a la SEAOC - Structural Engineers Association of California. Esta asociación de ingenieros de estructuras fue la primera que desarrolló los criterios de diseño para el uso de aisladores elastoméricos en edificios de hospitales en los años 80 (FEMA P-751). A partir de estos primeros criterios de diseño se elaboraron en años posteriores la FEMA-222A, como reglamentación para la elaboración de reglamentos sísmicos y la NEHRP Recommended provisions for seismic regulations, con la intención de regular el desarrollo de la normativa sísmica aplicable a las estructuras. Posteriormente se desarrollaron los apartados relativos a sistemas de aislación, análisis y diseño en los dos compendios actualmente más empleados a nivel mundial para el diseño de estructuras antisísmicas aisladas, a saber: el ASCE 7 / Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, para nuevas estructuras y el ASCE 41 / Seismic rehabilitation of existing buildings, para intervenciones y rehabilitaciones de estructuras existentes sometidas a esfuerzos sísmicos.

Nos vamos a centrar a continuación en los criterios mínimos establecidos por la ASCE7. Estos criterios se fundamentan en un método estático lineal (ELF

method) y restringen el comportamiento del sistema estructural analizado mediante los dos métodos principales el método lineal dinámico, Modal – Espectral (Response Spectrum) y el método no lineal dinámico, Tiempo - Historia (Response History). Estos límites normativos son los siguientes:

Design Parameter	Response Spectrum Procedure	Response History Procedure
Total design displacement D_{TD}	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Total maximum displacement D_{TM}	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Design force on isolation system V_b	90% V_b	90% V_b
Design force on irregular superstructure V_s	100% V_s	80% V_s
Design force on regular superstructure V_s	80% V_s	60% V_s

Tabla 2: Límites normativos según ASCE-7

Análisis del comportamiento de los sistemas de aislación frente a las acciones sísmicas.

Como hemos enunciado anteriormente en la actualidad existen tres métodos posibles para el análisis de una estructura con sistema de aislación:

- Método lineal estático (ELF)
- Método lineal dinámico (Response Spectrum)
- Método no lineal dinámico (Response History)

El método lineal estático, o de Fuerza Lateral Equivalente, ELF, es un método que debe ser empleado para el diseño preliminar o como método para establecer unos criterios de contraste entre los distintos resultados de los análisis. Este método modela el aislador mediante los parámetros de rigidez y amortiguamiento con valor efectivo. Fija además tres desplazamientos de análisis: D_D . Design displacement, desplazamiento provocado por el sismo de diseño; D_M . Maximum displacement, desplazamiento del centro de gravedad provocado por el sismo máximo de diseño; D_{TM} . Total Displacement, desplazamiento provocado por el sismo máximo de diseño pero donde se tiene en cuenta la distribución de masas entre pisos, obteniendo normalmente efectos torsionales que amplifican el desplazamiento.

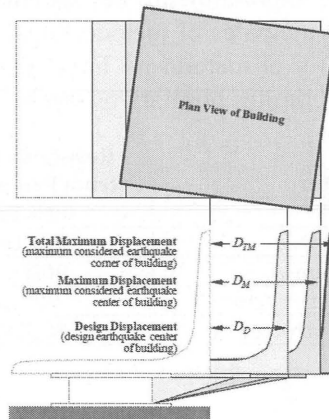


Figura 15. Desplazamientos a considerar en ELF method.

El método lineal dinámico, o análisis Modal Espectral, Response Spectrum, modela el aislador teniendo en cuenta la rigidez y el amortiguamiento efectivo pero mediante una función dependiente de la amplitud, siendo necesario por lo tanto el desarrollo de un análisis de modos de vibración de la estructura. La presencia del sistema de aislación conlleva que se modifique el espectro de respuesta en función del amortiguamiento para el modo fundamental en cada dirección de análisis. Este amortiguamiento modal debe ser consistente para todos los modos mayores del fundamental.

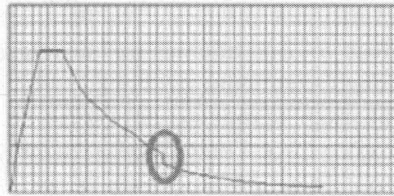


Figura 16. Amortiguamiento del espectro de respuesta.

El método no lineal dinámico, o análisis Tiempo Historia, Response History, modela el aislador teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de sus propiedades Fuerza-Desplazamiento frente a la rigidez y amortiguamiento efectivos de los dos métodos anteriores. Es necesario para poder validar los resultados obtenidos con éste modelo que se empleen en el análisis al menos 7 juegos de registros sísmicos convenientemente escalados. Este método es empleado habitualmente para la evaluación y revisión de estructuras aisladas más que como herramienta de diseño del sistema estructural, siendo muy útil para la comprobación de los valores de parámetros clave de diseño como el desplazamiento de los aisladores, las cargas de torsión y levantamiento y los cortantes por planta.

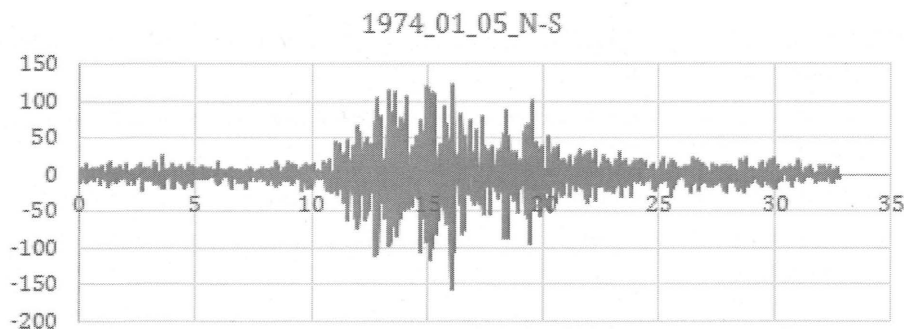


Figura 17. Registro sísmico peruano.

Como requisitos, comunes a cualquiera de los métodos a emplear, y a nivel de modelización de la estructura se deben tener en cuenta los siguientes puntos para una correcta interpretación de los resultados obtenidos:

- Distribución espacial de los aisladores
- Consideración de los efectos de excentricidad en la distribución de las masas
- Fuerzas de torsión y fuerzas de tracción en los aisladores
- Comportamiento variable de las propiedades del aislador
- Consideración del efecto P-delta inducido por el aislador

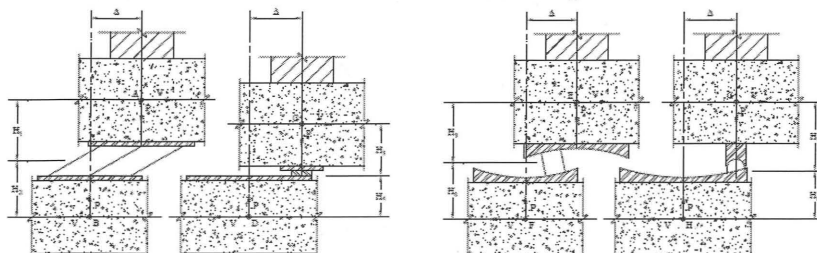


Figura 18. Efecto P-delta inducido

REFERENCIAS

- Acun, B., Athanasopoulou, A., Pinto, A., Carvalho, E. y M. Fardis. 2012. *Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples*. Luxembourg: Publications Office of the European Union.
- Boroschek Krauskopf, R. y R. Retamales Saavedra. 2004. *Guía para la reducción de la vulnerabilidad en el diseño de nuevos establecimientos de salud*. Washington: OPS/Banco Mundial.
- Conferencia Episcopal Española. 2013. *Sagrada Biblia*. Libro de Esdras, capítulo 6, versículo 3.

- FEMA P-749. 2010. *Earthquake-Resistant Design Concepts*. Washington: Building Seismic Safety Council.
- FEMA P-751. 2009. *NEHRP, Recommended Provisions*. Washington: Building Seismic Safety Council.
- Naeim, F. Kelly, J. 1996. *Design of seismic isolated structures*. New York: Wiley.
- Real Academia Española, RAE. 2014. *Diccionario de la lengua Española*. 23ª edición. Madrid.
- Taylor, Andrew y W. Igusa, Takeru. *Primer on Seismic Isolation*. 2004. *Task Committee on Seismic Isolation, Seismic Effects Committee, Dynamic Effects TA Committee, Structural Engineering Institute (SEI) of ASCE*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Lee, William H. K., Kanamori, Hiroo, Jennings, Paul C. y Carl Kisslinger. 2013. *International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology*. International Association of Seismology and Physics of the Earth's Interior (IASPEI).

SÓCRATES, FÍSICA, PROYECTO Y NORMATIVA EN LA ENSEÑANZA DE LAS ESTRUCTURAS

Alejandro Calle García¹

Resumen

Como profesor no he dejado de analizar mi experiencia como alumno, especialmente tratando de reconstruir la manera en que he llegado a comprender (o sigo tratando de entender) aquello que trato que comprendan otros, y una de las cuestiones que más me preocupan es la dificultad para hacer diferenciar al alumno lo que es un principio físico difícilmente cuestionable, de un convenio comúnmente aceptado, y de una opinión particular del profesor.

La enseñanza de las estructuras debe ser capaz de transmitir al alumno que, además del comportamiento de los materiales, existe una necesidad de construir con recursos, plazos y medios limitados, que exigen compromisos que no necesariamente pueden dar lugar a un óptimo, y que las normas y códigos no son leyes inmutables, sino convenios, más o menos imperfectos.

INTRODUCCIÓN

Recibí el anuncio de la celebración de este encuentro mientras tenía encima de la mesa el Teeteto de Platón. Fue inevitable que a partir de ese momento reconociese en la conversación de Sócrates con un estudiante de geometría cuestiones asociadas a la enseñanza y el aprendizaje de las estructuras que no he dejado de analizar como profesor y como alumno.

A partir de una serie de citas de este texto expondré algunas de mis experiencias y opiniones, en cuya formación intervino decisivamente mi paso como alumno, hace cuatro años, por este máster.

¹ Universidad Camilo José Cela. alejandrocalle.estructuras@gmail.com

SABER HACER PREGUNTAS

Sócrates: ¿no nos pondríamos en ridículo [...], porque creíamos con nuestra respuesta dar lecciones al que nos interroga?, [...]. ¿Crees tú que, cuando se ignora la naturaleza de una cosa, se sabe lo que su nombre significa?

Teeteto: De ninguna manera.

La intervención de Sócrates se refiere a su insatisfacción con la primera respuesta de Teeteto acerca de la naturaleza del conocimiento.

En la sesión inaugural del curso en el que participé como alumno se nos dijo que aprenderíamos en la medida en que nosotros quisiésemos preguntar. El problema es que para saber preguntar se ha de conocer qué se quiere saber, y en muchas ocasiones, la respuesta que resuelve el problema inmediato que se tiene delante es la que se busca.

Siempre me ha sorprendido cómo antiguos compañeros de Universidad o ex alumnos, brillantes, capaces de resolver cuestiones complejas desde el punto de vista operativo en un momento dado de su vida, pasado el tiempo no retienen la más mínima intuición respecto a un problema estructural, lo que inevitablemente limita su capacidad de integrar la estructura de manera armoniosa en el proyecto y de dirigir su ejecución.

Por el contrario, una de las experiencias más gratas como alumno del máster fue la de poder dedicar tiempo a elaborar esas preguntas, encontrarme con las de mis compañeros y descubrir las que nos proponían los profesores. Por temperamento, planteo pocas de ellas en voz alta, pero el constante debate, la posibilidad de recibir criterios y planteamientos divergentes o contradictorios (y la necesidad de decidir si se optaba por alguno de ellos) hicieron que pudiese vivir ese curso como uno de los más fructíferos en el estudio de las estructuras.

APRENDIZAJE

Sócrates: [...] y han perdido por una educación viciosa lo que habían ganado bajo mi dirección. Han hecho más caso de quimeras y fantasmas que de la verdad, y han concluido por parecer ignorantes a sus propios ojos y a los de los demás.

Sócrates: Me explico cómo un hombre que no sabe muy bien aquello de que habla, pero me parece que el alma, cuando piensa, no hace otra cosa que conversar consigo misma, interrogando y respondiendo, afirmando y negando; y que cuando se ha resuelto, sea más o menos pronto y ha dicho su pensamiento sobre un objeto sin permanecer más en duda, en esto consiste el juicio.

No me atrevería a decir qué ha de aprenderse en primer lugar. Como alumno, en ocasiones las matemáticas me han facilitado la comprensión del concepto estructural y en otras por el contrario me han alejado del mismo. En cualquiera de los dos casos, no ha de perderse de vista que el objeto de la labor docente es enseñar a calcular la estructura de un edificio real y concreto, y que aislar el ejercicio de forma que solución y datos ni afectan ni provienen de un elemento externo es una manera de hacer que para el alumno pese más la resolución algebraica que la comprensión y reflexión sobre lo que está haciendo.

Esta cuestión está íntimamente relacionada con el punto anterior. En la medida en que las preguntas se dirijan al fondo y no a la resolución formal del problema, la adquisición del conocimiento será consciente y duradera.

Indudablemente, es una forma de aprendizaje mucho más exigente, no de la forma extensiva y un tanto injustificada que es tan frecuente en las escuelas, sino como parte de un intenso proceso de reflexión y comprensión de lo que se cree sabido y de lo que se pretende saber.

TÉCNICA

Sócrates: Hesíodo dice que el carro se compone de cien piezas. Yo no podría enumerarlas, y creo que tú tampoco.

Sócrates: [...] porque la naturaleza humana es demasiado débil para ejercer un arte de que no se tiene ninguna experiencia [...].

Continuando con el punto anterior, pero esta vez desde el punto de vista de mi experiencia como profesor, me preocupa la dificultad de ser capaz de transmitir la jerarquía de los conceptos explicados. Delante de una pizarra, el alumno tiende a recibir todo como parte de un conjunto indiscutible de conocimiento, y sin darnos cuenta se pueden acabar igualando teoremas y convenios, física y normativa.

Una parte importante del aprendizaje es ser capaz de entender los límites de lo que estamos haciendo. Hasta qué punto es aplicable un procedimiento, un programa o una norma, y en qué medida nos podemos ver obligados a calcular con lo que hay porque no existe otra alternativa mejor. No siempre se conoce todo tanto como se querría, y las soluciones posibles no tienen por qué ser las óptimas.

El papel impreso o el lenguaje de programación pueden convertirse en poderosos argumentos de autoridad, y la crítica razonada de procedimientos o herramientas es probablemente uno de los principales valores del máster.

LOS PROFESORES

Sócrates: pero dicen que soy un hombre extravagante y que no tengo otro talento que el de sumir a todo el mundo en toda clase de dudas.

Sócrates: Muchos, en efecto, se han irritado de tal manera cuando les combatía alguna opinión extravagante, que de buena gana me hubieran despedazado con sus dientes.

Sócrates: Por la misma razón el sofista, capaz de formar de este modo sus discípulos, es sabio, y merece que ellos le den un gran salario.

Nada de lo que he escrito tendría sentido sin profesores, que fueron capaces de enseñarnos y apasionarnos. Sirva como agradecimiento a todos ellos, especialmente a José Luis de Miguel, cuyo efecto en el aula no debía ser muy diferente al de Sócrates en el ágora, esta cita del último parlamento del diálogo, interrumpido sin haber llegado a una conclusión satisfactoria cuando Sócrates tiene que ir a hacer frente a las acusaciones que pesan sobre él

Sócrates: Si en lo sucesivo, Teeteto, quieres producir, y en efecto produces frutos, serán mejores gracias a esta discusión; y si permaneces estéril, no te harás pesado a los que conversen contigo, porque serás más tratable y más modesto, y no creerás saber lo que no sabes. Es todo lo que mi arte puede hacer y nada más

REFERENCIAS

Platón. 1871. *Obras completas*. Trad. de Patricio de Azcárate.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE STEEL FRAMING

Borja Cruz López¹

Resumen

El artículo que se presenta, aborda el proceso de diseño de estructuras con perfilera delgada de acero galvanizado, sistema conocido como LGSF (Light Gauge Steel Framing). Por un lado se pondrá en contexto el sistema, aún con poca difusión en España, se explicarán los métodos de análisis para abordar el diseño de este tipo de estructuras y se mostrarán ejemplos ejecutados recientemente que darán buena muestra de la versatilidad del sistema. La idea principal que se quiere transmitir, es la importancia de considerar este sistema como un sistema constructivo a la par que estructural. Esto obliga a pensar el modo en cómo se construye la estructura pero a la vez permitirá simplificar el cálculo estructural.

INTRODUCCIÓN

El primer prototipo con el sistema LGSF aparece en la feria de Chicago de 1933. Y desde entonces empezó a desarrollarse en países principalmente anglosajones donde el uso del “balloon framing” (piezas de madera aserrada de pequeña sección transversal formando la estructura) era la tipología residencial más común. Aunque en España el steel framing esté considerado un método constructivo novedoso, en países como EEUU, Canadá, Japón, Gran Bretaña, Australia y Nueva Zelanda es considerado un método de construcción tradicional. El uso de perfiles de acero galvanizado de pequeño espesor se ha usado en España como correas en edificios industriales o como subestructuras para fachadas o cubiertas y hasta ahora ha tenido poca difusión como sistema estructural para edificación porque tiene que luchar contra la prevalencia de sistemas tradicionales y se enfrenta tanto al desconocimiento generalizado del público como de los profesionales de la construcción.

¹ Arquitecto en Galvanalisis, borja@galvanalisis.com

Sin embargo el uso de sistemas eficientes de construcción con el objeto de aumentar la productividad, disminuir los desperdicios y reducir tiempos de ejecución, añadido a la implementación de nuevos estándares de calidad y ahorro energético permitirá en los próximos años impulsar el steel framing.

VENTAJAS DEL STEEL FRAMING

En mi experiencia la ventaja del uso del steel framing en edificación es incuestionable cuando se trata de rehabilitación. El poco peso de los perfiles, permite usarlos sin necesidad de medios auxiliares. Hace posible construir un nuevo forjado sin introducir cargas a la estructura existente. Permite elevar alturas sobre edificaciones existentes sin tener que reforzar la cimentación. Su uso como sistema estructural para edificación permite conseguir importantes ahorros sobre todo en la parte de cimentación, dado que las cargas transmitidas al terreno son muy inferiores a las de cualquier sistema tradicional, en la mayoría de los casos, una solera de 15 cm es suficiente. Además no se generan apenas residuos ni pérdidas de material y permite conseguir un gran aislamiento térmico con reducidos espesores de muro. Pero si hay que destacar alguna ventaja sobre las demás es sin duda su rapidez del montaje.

MÉTODOS DE CÁLCULO

En el proyecto de estructuras de chapa delgada tenemos que buscar los referentes en la normativa americana. El AISI (American Iron and Steel Institute) es reconocida como la institución líder a nivel internacional del proyecto de estructuras conformadas en frío. Desde 1946 a 1986, se utilizaba el Método de Esfuerzos Permisibles o ASD (por sus siglas del inglés: "Allowable Stress Design"), como único método avalado por las especificaciones del AISI.

En 1978, se sentaron las bases de un nuevo criterio de diseño denominado Diseño por Factor de Carga y Resistencia o LRFD (por sus siglas del inglés: "Load and Resistance Factor Design"). La AISI publicó la primera edición de las especificaciones LRFD en 1991 y en 1996 las especificaciones de ASD y LRFD se presentaron en la misma publicación, y desde entonces ambas formas de cálculo pueden ser usadas a conveniencia del arquitecto/ingeniero.

Sin embargo el método LRFD representa un avance notable sobre el ASD, ya que permite tomar en cuenta en diseño los diversos grados de incertidumbre y variabilidad en la estimación de resistencias y cargas, así como la incorporación de modelos probabilísticos que permiten obtener una confiabilidad más consistente en el diseño. El método LRFD es seguido por la normativa de Canadá, donde se llama LSD (Limit States Design) y por los Eurocódigos (Estados Límites).

En España, las bases del proyecto de estas estructuras se basa en las normas Europeas (Eurocódigo 3 -Diseño de estructuras de acero- Parte 1-3 – Reglas

suplementarias para el diseño de elementos de chapa conformados en frío).

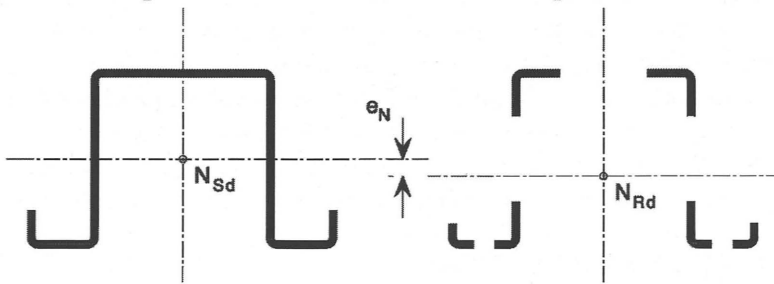
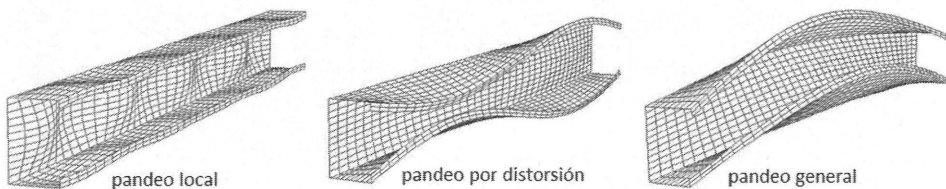


Figura 1. Sección bruta y eficaz de perfil genérico sometido a compresión (EN 1993 1-3, Fig 6.1)

El método de cálculo seguido por el Eurocódigo al igual que la normativa americana plantea el obtener las secciones eficaces de los elementos de las piezas para tener en cuenta las posibilidades de pandeo local, por distorsión, o general, (EN 1993-1-3, 5.5) y deducir su capacidad portante (EN 1993-1-1), considerando las secciones iniciales como de clase 4.

Una vez obtenida la sección eficaz de la sección, en el diseño de la sección a compresión deben seguirse las recomendaciones de EN 1993-1-3, apartados 6.1.2 y 6.1.3. El análisis de los elementos sometidos a flexión tiene también en cuenta las secciones eficaces a que dan lugar las compresiones, aunque en este caso solamente una de las zonas (la zona alrededor del ala superior en el caso de momentos positivos o la que se encuentra en la zona inferior en el caso de momentos negativos) quedará penalizada.

El tratamiento del pandeo general, local y distorsional se aborda por separado, sin considerar la influencia de los pandeos de las alas contiguas.



Pero a partir la norma AISI de 2001 introduce el DSM (Direct Strength Method) y es adoptado como un método alternativo de cálculo a partir de 2004 y recogido como tal en la normativa de Australia/Nueva Zelanda. Este método evalúa simultáneamente los tres pandeos posibles en los perfiles lo que implica un reenfoque del trabajo. El DSM emplea las propiedades de la sección bruta pero requiere un cálculo exacto del comportamiento del pandeo de las piezas.

Para este cálculo de estabilidad pueden usarse métodos numéricos, así como métodos de bandas finitas como por ejemplo el programa CUPSM (creado por el profesor B.Schafer). La fiabilidad del método está testado para secciones convencionales de vigas y columnas dado que las curvas de pandeo están corregidas según ensayos empíricos y en fase de implementación para un más amplio rango de perfiles. Seguramente este método será el estándar en el cálculo de estructuras de steel framing también en Europa en un futuro cercano.

DE LA TEORIA A LA PRÁCTICA

El cálculo de estructuras de steel framing en España puede resultar arduo a priori. La normativa aplicable es el CTE con su respectivo documento básico de acero DB-S-A, pero no hay un capítulo sobre estructuras ligeras por lo que han de tratarse como perfiles de clase 4 (secciones esbeltas). La instrucción EAE está basada en el Eurocódigo 3 -Diseño de estructuras de acero- Parte 1-3 – (Reglas suplementarias para el diseño de elementos de chapa conformados en frío), que es el referente para el cálculo de estas estructuras de chapa delgada en Europa. En edificación, muchas de las consideraciones a tener en cuenta para la comprobación de perfiles pueden pasarse por alto por razones constructivas, veamos algunos ejemplos:

En el caso del abollamiento del alma debido a la acción de cargas puntuales el EN 1993-1-3 apartado 6.1.7 considera la contribución de la rigidez del alma pero en edificación lo normal es colocar casquillos tanto para facilitar el montaje como para fijar las viguetas, por lo que se controla el problema del abollamiento del alma (figura 2 izquierda):

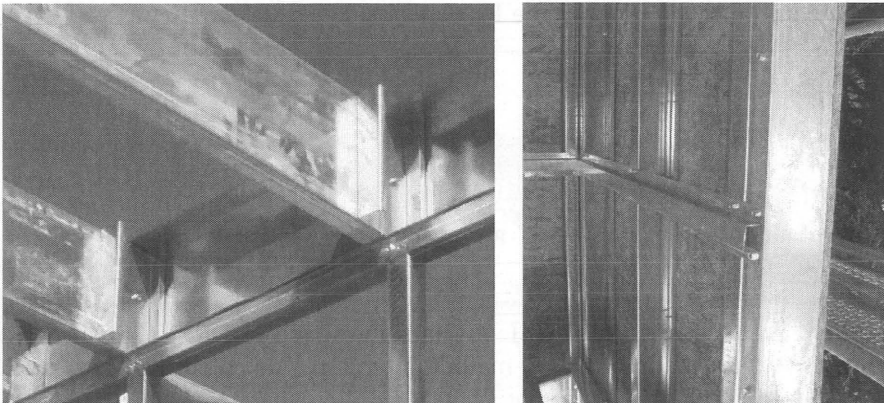


Figura 2. Casquillos en extremo de viga./Tabique portante con OSB en la cara exterior y omegas cada 60 cm en la cara interior.

El pandeo distorsional de las alas de los perfiles sometidos a flexión o compresión se introdujo en la AISI en el 2007. Hasta entonces este problema

había sido ignorado y sin embargo este hecho prueba que su efecto en estructuras de edificación, no ha provocado problemas de mención. El motivo de poder dormir tranquilos habiendo obviado este fenómeno, es la realidad constructiva de los tabiques y forjados de steel framing. En las estructuras, las placas de OSB y las omegas atornilladas a las alas impiden la iniciación del pandeo de las alas, por lo tanto es razonable que no se tenga que realizar verificaciones de pandeo distorsional (figura 2 derecha).

Otros fenómenos como la torsión de las viguetas tampoco puede darse cuando tenemos tablero de OSB o chapa grecada fijado de forma adecuada al ala comprimida.

El tecleo en los forjados es un fenómeno a tener en cuenta cuando usamos tablero para el forjado. Se ha comprobado que no resulta correcto, en general, diseñar trenes de viguetas no unidos entre sí más de 2.5 m. Hay muchos modos de conseguir esta unión. Se muestran dos métodos que usamos habitualmente.

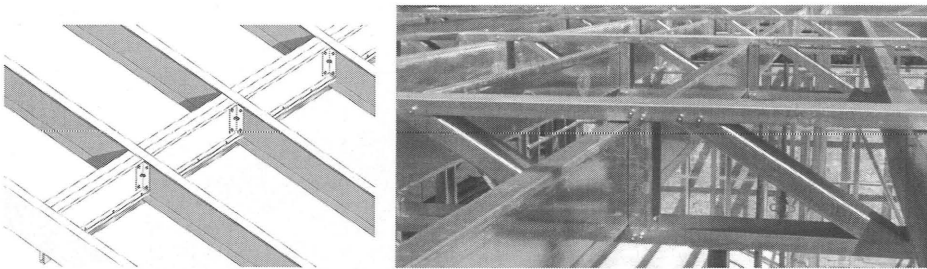
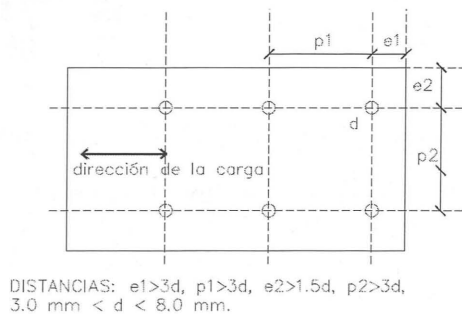


Figura 3. Soluciones para evitar el tecleo.

En el esquema de la izquierda se fijan las viguetas mediante otro perfil, usando angulares para fijar las almas de los perfiles. La continuidad se hace por arriba con el tablero y por la parte inferior fijando una omega. En la imagen de la derecha se muestra como se usan celosías en la que la continuidad la garantizan los cordones superior e inferior.

Las uniones se pueden diseñar empleando el principio de que cualquier distribución posible de fuerzas en equilibrio con las solicitaciones exteriores supone un límite por debajo de la capacidad resistente de la unión. Para que eso pueda darse la unión debe ser suficientemente dúctil, lo que se consigue siempre que no sean los tornillos los que controlen la resistencia de la unión y ésta sea compacta.



EJEMPLOS

A continuación se mostrarán dos ejemplos contruidos recientemente que servirán para mostrar la versatilidad estructural del sistema.

Vivienda Unifamiliar en La Moraleja (Madrid)

El ejemplo mostrado a continuación nace como una rehabilitación, donde la parte aérea de la vivienda existente se elimina para construir sobre el forjado de planta baja, dos nuevas plantas. La elección del steel framing, permitió construir sobre dicho forjado sin necesidad de reforzar la cimentación.

El proyecto, a cargo de los arquitectos Manuel Marín y Antonio Esteve, quería revitalizar una vivienda dándole líneas geométricas puras y se buscaba generar espacios amplios y diáfanos, con el salón como espacio principal de dimensión 8x10m.

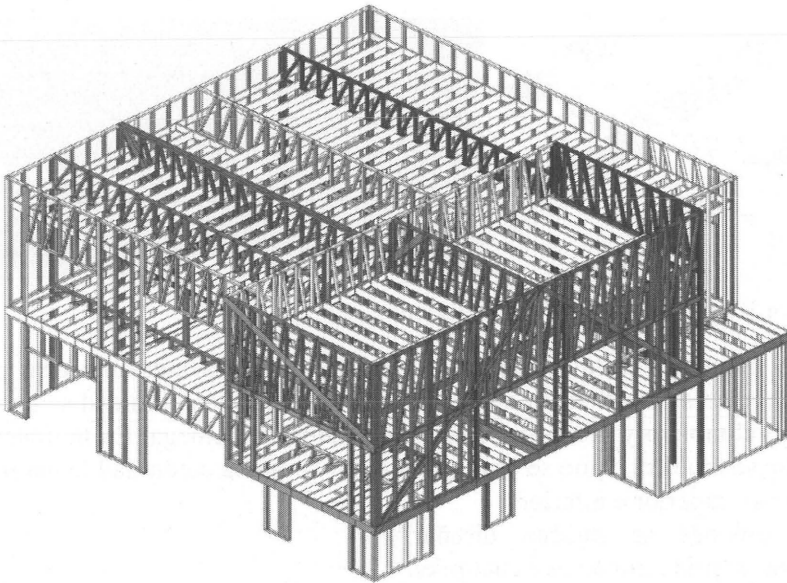


Figura 4. Esquema estructural de la vivienda

La solución adoptada fue la de generar un sistema estructural mediante cerchas en la cubierta, lo que permitiría colgar la planta primera, liberando el espacio en planta baja para el salón. Otra serie de cerchas permitirían realizar el voladizo. Este esquema estructural consigue llevar las cargas hacia los puntos donde se ubican los pilares y los muros de sótano. La estructura se llevó a cabo con perfiles de 1,5mm de espesor, usándose C100 para los montantes y C220 para las vigas del forjado.

El elemento más singular de la estructura es la parte que se señala en el siguiente esquema:

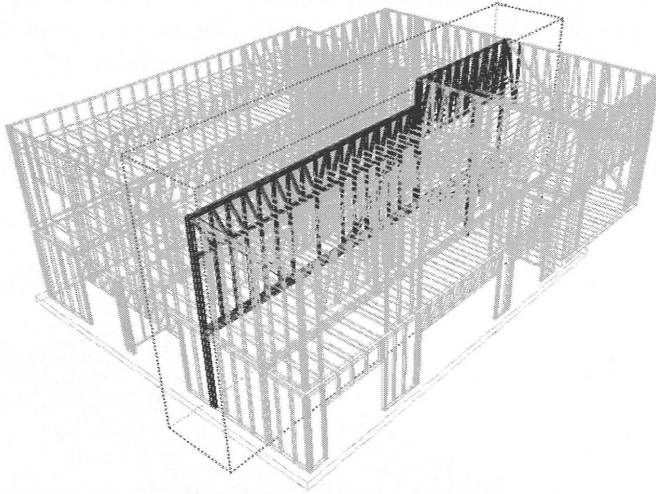


Figura 5. Cercha principal

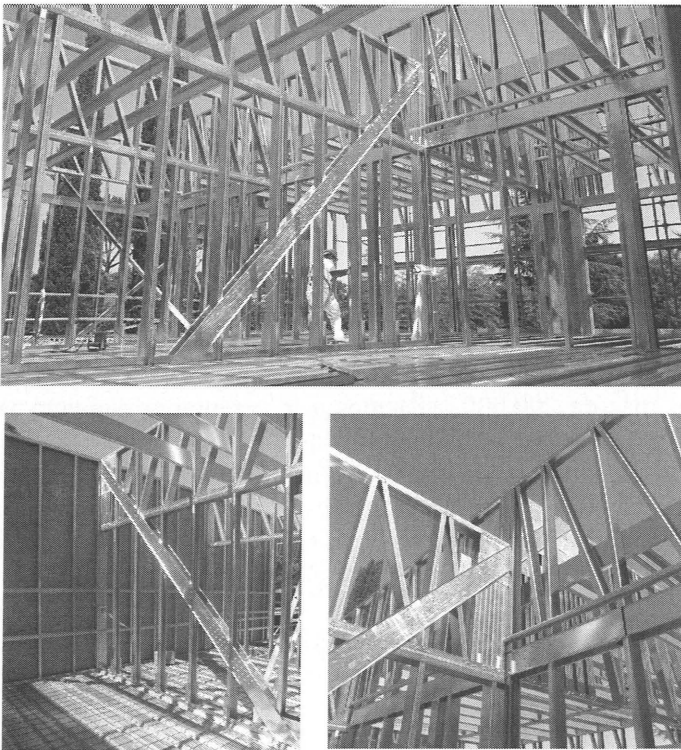


Figura 6. Imágenes del proceso constructivo.

Estrado para la beatificación de D. Álvaro del Portillo (Madrid)

La siguiente obra muestra las espectaculares posibilidades del steel framing. Se trata del estrado utilizado para la beatificación de D. Álvaro del Portillo que tuvo lugar en Madrid en septiembre de 2014. El estrado, al ser una estructura efímera se había planteado inicialmente para su resolución mediante mecanotubo, sin embargo la apariencia estética provocó muchos recelos lo que abrió la vía a buscar nuevas soluciones estructurales planteándose la estructura mediante el sistema LGSF.

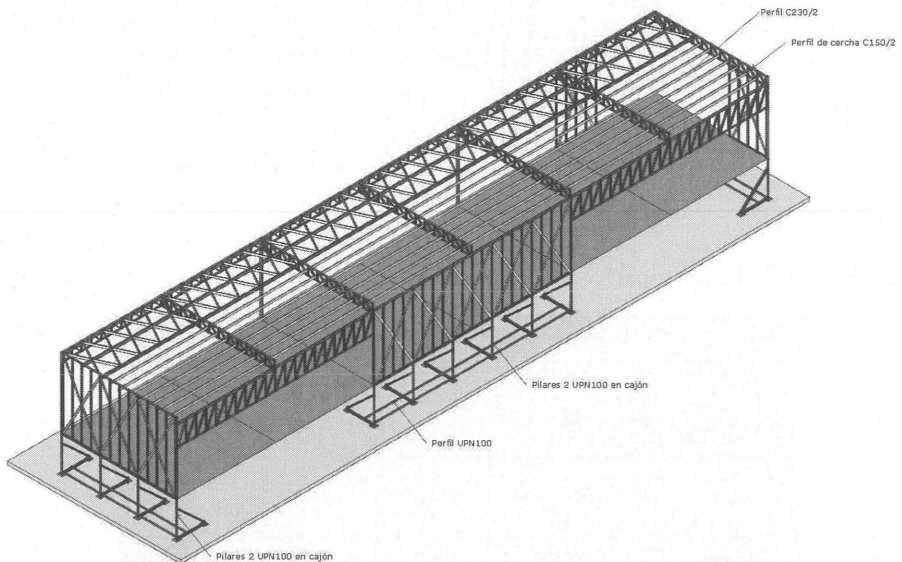
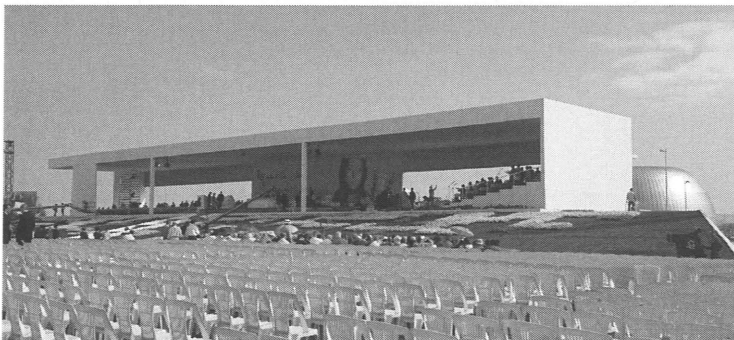
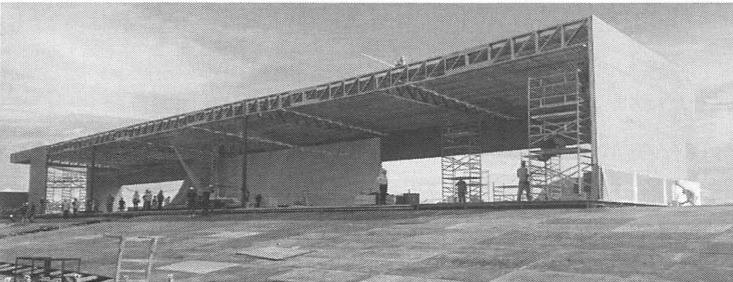
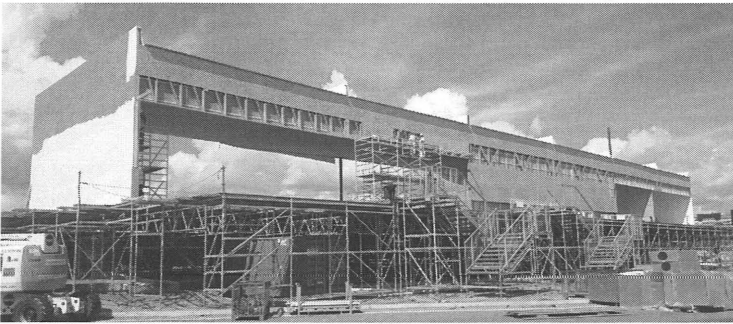


Figura 7. Axonometría de la estructura.

El estrado de 68 x 13 m, debía estar elevado a más de 4 m del suelo para permitir que los más de 200.000 asistentes a la ceremonia pudieran verlo. La principal dificultad de la estructura fue el viento, que en esta zona abierta de Madrid actúa con bastante fuerza, y la imposibilidad de poder tocar la estructura de mecanotubo provocó que tuviéramos que usar perfiles de acero laminado, que anclaran la estructura al suelo y evitaran la succión de la cubierta del estrado.

Parte de la estructura se montó en taller y se unió en obra mediante camión-grúa. Fue recubierta mediante tablero de OSB. A continuación se describe el proceso constructivo.



Figuras 8 a 11. Imágenes del proceso constructivo del estrado para la beatificación de D. Álvaro del Portillo (Madrid)

CONCLUSIONES

- Entender el uso del steel framing como un todo constructivo permite desarrollar una arquitectura más rápida, limpia y económica.
- El sistema LGSF aporta ventajas en su uso en edificación y especialmente indicado para rehabilitación.
- El futuro del proyecto de estructuras de chapa delgada es prometedor tanto para la práctica profesional como para su desarrollo teórico gracias a las novedades conceptuales que aporta el DSM.

REFERENCIAS

- AISI 2012. *Commentary on Appendix 1 –Design of Cold-Formed Steel Structural Members Using the Direct Strength Method*.
- AISI 2001. *Prescriptive Method for One and Two Family Dwellings*.
- Brune, Bettina y Teoman Peköz. 2013. “Design of cold-formed steel members – comparison of EN 1993-1-3 and Direct Strength Method.” *Steel Construction* 6:82-94.
- EN 1993 Part 1-3: *Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*.
- San Salvador, Luis. 2015. *Conferencia para la reunión del Evolution Group for CEN TC250 SC3*, Madrid, febrero de 2015.
- Schafer, B. W. 2008: “Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design”. *Journal of Constructional Steel Research* 64:766-78.
- Schafer, B. W.: <http://www.ce.jhu.edu/bschafer/>

REFUERZO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE BANDAS Y TEJIDOS DE FIBRA DE CARBONO EN EL HOTEL EMPERADOR EN GRAN VÍA NÚM. 53 DE MADRID

Silvio Escolano Taravillo¹, Alfonso González Fanjul²

Resumen

Durante las obras de reforma de unos salones del Hotel Emperador en la Gran Vía madrileña, se descubre un cuadro de patologías en las vigas y forjados del techo. Las lesiones se localizan en las vigas de cuelgue que conforman la estructura principal y consisten en: fisuras en el centro del vano en algunas de las vigas y, de forma generalizada, fisuras a 45° en los apoyos de casi todas.

Se realizan catas para comprobar el armado longitudinal y transversal, y la sección de hormigón disponible, y se comprueba analíticamente su capacidad mecánica real, comparando los resultados con las solicitaciones estimadas. A la vista de los resultados desfavorables obtenidos se decide acometer un refuerzo mediante bandas y tejidos de fibra de carbono. Se elige este sistema por su fiabilidad y rapidez de ejecución.

RESUMEN DE LA INTERVENCIÓN

Se trata de un edificio emblemático, situado en la Gran Vía núm. 53, que forma parte del conjunto denominado Edificio "Lope de Vega", que ocupa los números 53, 55, 57 y 59, proyectado en 1946 por los arquitectos Julián y Joaquín Otamendi.

La estructura es porticada, formada por pilares de hormigón, de considerable sección, y vigas de canto de hormigón armado. Los forjados son unidireccionales, con viguetas de hormigón y bovedillas cerámicas.

Al descubrir los falsos techos de los salones de la planta primera para unas obras de renovación y decoración, se observan unas fisuras preocupantes en algunas vigas, y por ello se nos encarga informar al respecto y acometer las medidas oportunas para garantizar la seguridad estructural.

¹ Arquitecto y MEE UPM. silvio.escolano@ya.com

² Arquitecto. agfanjul@gmail.com

La localización y dirección de las fisuras reflejan un fallo en las vigas afectadas por agotamiento mecánico, tanto a flexión como a cortante.



Figura 1. Plano de la Planta 1ª del Hotel, y zona de intervención

Se ordena realizar algunas calas para verificar el armado disponible en las principales vigas y se comprueba la sección total de hormigón armado. No es posible comprobar la cara superior del forjado, dado que hay habitaciones acondicionadas, decoradas y en uso por parte de los clientes del hotel. Por tanto sólo se obtienen datos del armado longitudinal inferior, formado en todos los casos observados por dos redondos corridos de acero liso de 14 mm de diámetro, y del armado transversal, formado por estribos (2 ramas) de 6 mm de diámetro dis-

tanciados 25 cm. Lógicamente, las calas se hacen en unos casos en el centro del vano y en otros en los extremos.

La sección de las vigas es también casi uniforme en toda la planta, con un ancho aproximado de 15-16 cm (el encofrador no era muy fino); y un descuelgue de 25 cm, que sumados a los 25 cm del forjado dan una altura total de 50 cm.

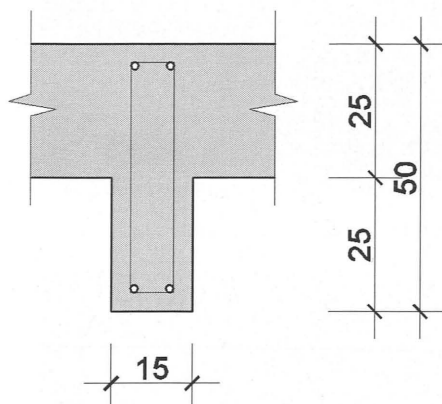


Figura 2. Sección tipo de vigas de pórticos

Conocida la sección y las condiciones de armado se procede a comparar su respuesta estructural con las solicitaciones estimadas reales. Para ello, se asumen para los materiales estructurales unos valores de resistencia coherentes con los habituales en la época de construcción del edificio (1945-1950): Hormigón H-150 con $f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$; armaduras de acero AE-215 con $f_{yk} = 215 \text{ N/mm}^2$.

En un primer acercamiento al comportamiento real de la estructura, y teniendo en cuenta la gran rigidez de los soportes en relación con las vigas, se asume un comportamiento elástico lineal puro, sin redistribución de esfuerzos, considerando que en el centro del vano de las vigas interiores el momento puede ser aproximadamente $q \cdot l^2 / 24$. En las vigas aisladas o embrochadas lógicamente el momento será el isostático.

Bajo estas hipótesis, ni siquiera muy conservadoras, los esfuerzos obtenidos en muchos casos superan notoriamente la capacidad a flexión de las vigas. Incluso con valores sorprendentes y preocupantes.

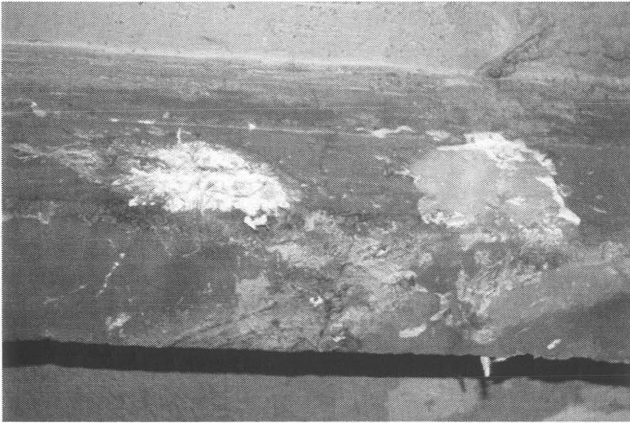


Figura 3. Fisura a flexión en el centro de vano de una de las vigas



Figura 4. Fisura por agotamiento a cortante en el extremo de una viga

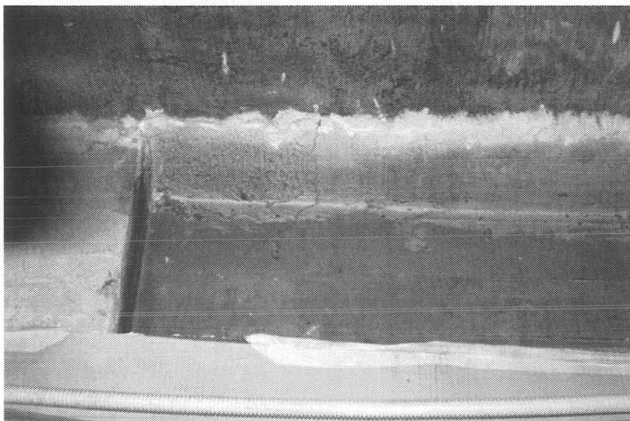


Figura 5. Fisura por agotamiento a cortante en apoyo de viga sobre pilar

El momento último que corresponde a las secciones comprobadas es

$$Mu = fcd \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right)$$

Siendo y la profundidad del bloque comprimido, que teniendo en cuenta el armado disponible suponemos trabajando la sección en dominio 2, con un valor de

$$y = \frac{As1 \cdot fyd}{fcd \cdot b} = \frac{308 \cdot 187}{10 \cdot 150} = 38,4 \text{ mm}$$

Y el momento último de

$$Mu = 25,39 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Si observamos el esquema en planta de la estructura

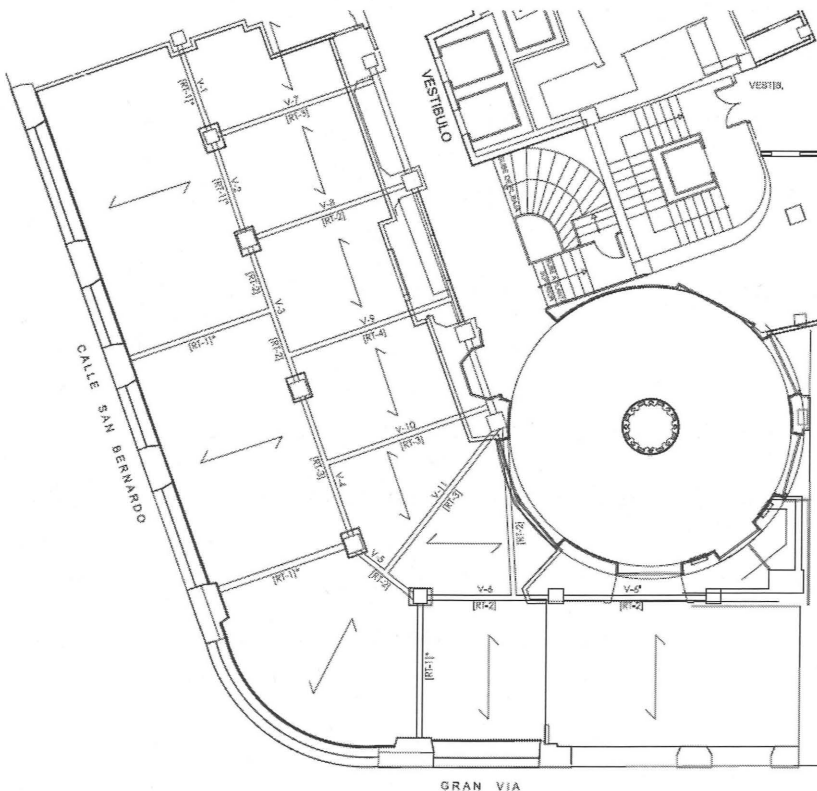


Figura 6. Esquema estructural del techo de la planta primera

Vemos que vigas como la V-9, embrochalada en sus extremos, y soportando forjados con vanos de 3,82 m y 3,44 m a cada lado, con una carga característica de

$$q_k = \frac{7 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{3'82 + 3'56}{2} = 25'83 \text{ kN/m}^2$$

el Momento en el centro del vano es de

$$M_k = 25'83 \cdot \frac{5'4^2}{8} = 94'15 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

muy superior al teóricamente resistido por la sección, que según los datos tomados in situ es de $M_u = 25'83 \text{ m} \cdot \text{kN}$

En cuanto al cortante en los extremos de esta viga, su valor estimado es de

$$V_k = q_k \cdot \frac{l}{2} = 25'83 \cdot \frac{5'4}{2} = 69'74 \text{ kN}$$

y a un canto útil del apoyo, el valor es de

$$V'' = 69'74 - 25'83 \cdot (0'25 + 0,46) = 51'40 \text{ kN}$$

El cortante que agota la sección por tracción en el alma es de

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

siendo

$$V_{cu} = 0,10 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d$$

Suponiendo, de modo generoso, un armado reforzado en los apoyos que permita adoptar una cuantía

$$\rho_1 = 5,8 \cdot 10^3$$

y siendo

$$\xi = 1 + (200/460)^{1/2} = 1,66$$

$$V_{cu} = 0,10 \cdot (100 \cdot 0'0058 \cdot 15)^{1/3} \cdot 150 \cdot 460 = 23'56 \text{ kN}$$

$$V_{su} = 0'90 \cdot d \cdot A_\alpha \cdot f_{yad} = 0'9 \cdot 460 \cdot \frac{2 \cdot 28}{250} \cdot 187 = 17'34 \text{ kN}$$

y por tanto

$$Vu2 = Vcu + Vsu = 23,56 + 17,34 = 40,9 \text{ kN}$$

valor inferior al de referencia que es $V'' = 51,40 \text{ kN}$

Además se observa que hay algunas vigas que se han picoteado para permitir el paso de instalaciones sobre el falso techo, eliminando los recubrimientos de las armaduras y permitiendo su oxidación.



Figura 7. Armaduras descubiertas por agresión mecánica, y oxidadas

Ante esta situación, se decide reforzar todas las vigas del techo del salón. El resto de la estructura del edificio se continuará reforzando progresivamente conforme se acometan nuevas reformas. El refuerzo debe acometerse con la mayor celeridad, puesto que la Dirección del hotel tiene comprometido el salón para eventos de sus clientes en un plazo muy próximo.

Por su rapidez y sencillez de ejecución, se escogen sistemas de refuerzo consistentes en la adhesión por la cara externa de las vigas de **bandas y tejidos de fibra de carbono**, actuando como armadura suplementaria externa. Para el cálculo de estos refuerzos, y en ausencia de marco normativo al efecto, se toma como referencia el documento "Bulletin 14: Externally bonded FRP reinforce-

ment for RC structures” elaborado por la Fédération Internationale du Béton (fib).

El refuerzo de las vigas a flexión se realiza mediante unos materiales en forma de laminados (bandas), de 1.20 mm de espesor y ancho entre 50 y 120 mm, compuestos por fibras de carbono en una matriz de resina. Estos laminados se adhieren al soporte mediante resinas epoxi bi-componente. En el cálculo de estos refuerzos resulta determinante considerar la deformación inicial en la fibra más traccionada de la sección, calculada a partir del valor del momento en servicio M_0 actuando sobre la sección fisurada. Dicho momento se calcula a partir de las cargas que se encuentran actuando sobre la estructura, en este caso el peso propio de la estructura y la carga muerta procedente de tabiquerías y solados. A partir de este estado el refuerzo se calcula considerando la deformación producida por las sobrecargas.

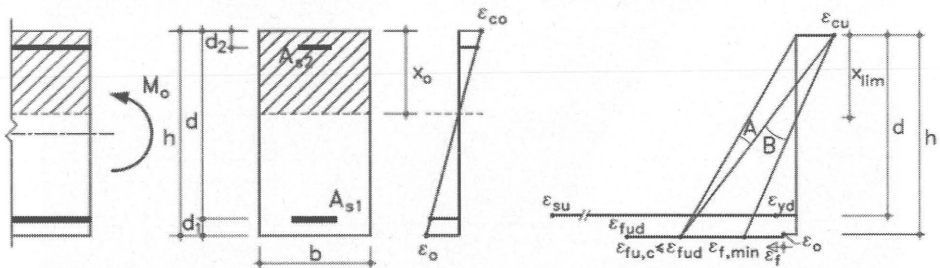


Figura 8. Deformación en situación inicial (ELS) y deformación en rotura [dcha.] (ELU)

Para el refuerzo de las vigas a cortante, se envuelven éstas por tres de sus caras con tejidos de fibra de carbono, adheridas al hormigón mediante resinas epoxi fluidas que penetran entre las fibras del tejido, impregnándolas y formando así el material compuesto. Ante la imposibilidad de envolver las vigas completamente por sus cuatro caras, se disponen anclajes mediante pletinas de acero y varillas roscadas, que aseguren su correcto anclaje. La contribución de estos refuerzos a la resistencia a cortante se formula de manera análoga a la del acero de los estribos convencionales, limitando superiormente la tensión de trabajo del material para así garantizar un comportamiento adecuado en servicio.

Dado que la estructura se encuentra actualmente estable a pesar de las lesiones existentes, puede considerarse que en caso de incendio, ésta garantiza la evacuación del edificio sin ningún otro tipo de protección, aún viéndose afectados los tejidos y laminados de refuerzo.

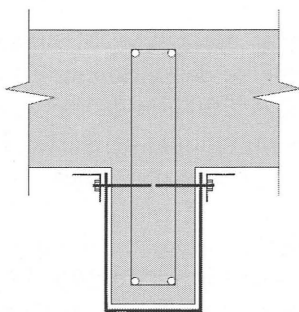


Figura 9. Detalle de refuerzo a cortante con tejido unidireccional de fibra de carbono anclado a la viga mediante angulares de acero y varillas roscadas M12

Proceso de refuerzo

1. Preparación del soporte: En primer lugar se prepara la superficie de los elementos a reparar, dejándola exenta de partículas sueltas, grasas, polvo, pintura y lechadas superficiales. Se debe eliminar todo el hormigón degradado o falto de adherencia en los recubrimientos hasta alcanzar el hormigón sano.

2. Pasivación de las armaduras: A continuación se tratan todas las armaduras oxidadas, mediante cepillo de púas de acero, hasta eliminar todo resto hasta grado Sa 2 según ISO 8501-1 / ISO 12944-4. Después se aplica una pintura pasivante sobre las armaduras, siguiendo las instrucciones de aplicación del fabricante.

3. Puente de unión: Para mejorar la adherencia del mortero de reparación con el hormigón viejo se aplica un puente de unión estructural Sika Monotop 910S siguiendo las instrucciones del fabricante.

4. Aplicación de mortero de reparación: Una vez preparado el soporte se aplica un mortero de reparación a base de cementos de Portland y áridos silíceos de granulometría seleccionada, con fibras y aditivos, en este caso Sika REP 414, con una resistencia a compresión a 28 días de 50 N/mm^2 (15 N/mm^2 a las 24 horas).

5. Inyección de fisuras con resina epoxi: A continuación se procede a rellenar todas las fisuras existentes, para lo cual primero se abren con radial y se realizan taladros para la inyección; luego se limpian mediante soplado con aire comprimido; se sellan las fisuras con Sikadur 52 Inyección hasta colmatarlas, y se retiran las cánulas sellando con Sikadur 31 CF (adhesivo estructural epoxi de dos componentes).

6. Aplicación de refuerzo a flexión: Mediante pegado en la cara inferior de la viga de laminado de fibra de carbono Carbodur E-512 de 1,2 mm de espesor y 5 cm de anchura, Carbodur E-812 de 1,2 mm de espesor y 8 cm de anchura, y Carbodur E-1214 de 1,4 mm de espesor y 12 cm de anchura, todos ellos con un módulo de elasticidad de 165.000 N/mm^2 , pegados al soporte con Sikadur 30-CF, para proporcionar una armadura externa.

7. Aplicación de refuerzo a cortante: Mediante aplicación en los extremos de las vigas y zonas de refuerzo de tejido unidireccional a base de fibra de carbono Sikawrap 300 C NW, de 300 mm de ancho, con una resistencia nominal a tracción de 3.800 N/mm^2 y un módulo de elasticidad de 240.000 N/mm^2 y alargamiento a rotura de 1,43%, pegado con adhesivo a base de resina epoxi bicomponente Sikadur 330.

8. Anclaje de armadura de cortante: Dado que no es posible anclar a la cara superior de la viga ni a la cara inferior del forjado ya que no se encuentra macizado en los bordes de las vigas, se opta por anclar los tejidos de fibra de carbono a la parte superior de la viga, bajo el forjado, mediante angular metálico de 100.10 y barras roscadas de acero de métrica M12, colocadas cada 30 cm, en taladro de 25 cm de profundidad relleno con SikaAnchor Fix 2.

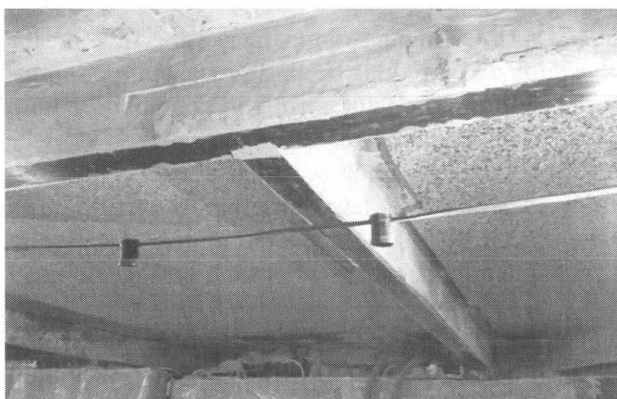


Figura 10. Vista de dos vigas embrochadas, reforzadas a flexión mediante laminados de fibra de carbono adheridos en la cara inferior

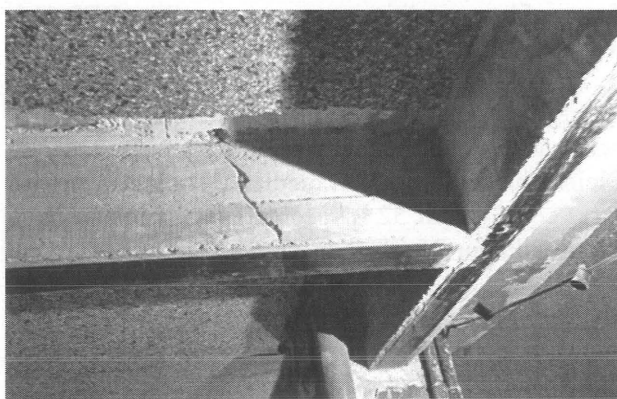


Figura 11. Vigas reforzadas a flexión y preparadas para tratar las fisuras de cortante y reforzar con tejidos de fibra de carbono



Figura 12. Fisuras ya inyectadas, con las cánulas de inyección aún colocadas



Figura 13. Aplicación de bandas de tejido de fibra de carbono para refuerzo a cortante, pegadas con adhesivo de resina epoxi bicomponente



Figura 14. Vigas con los refuerzos a flexión y cortante ejecutados, listas para colocar los anclajes de los tejidos de refuerzo a cortante

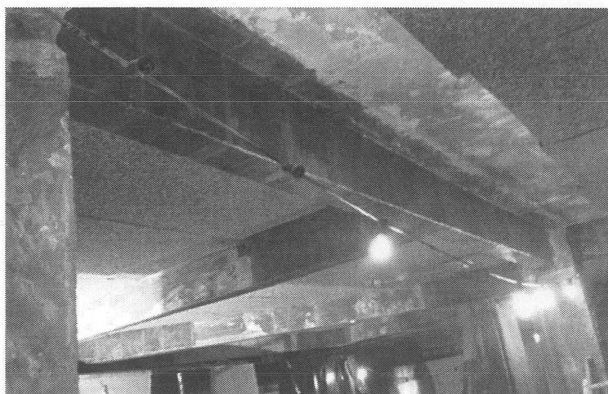


Figura 15. Refuerzos a flexión y cortante en vigas de techo



Figura 16. Pletina y varillas de anclaje en los refuerzos de cortante

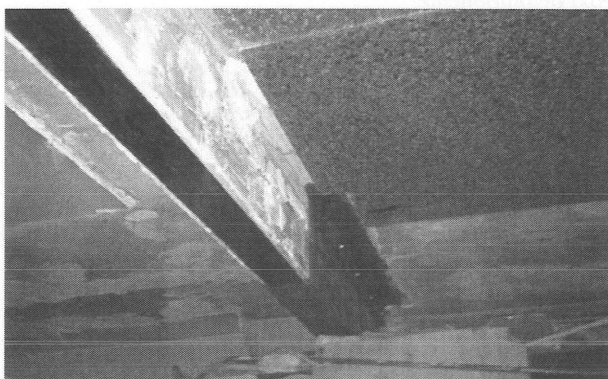


Figura 17. Refuerzo de viga a flexión y cortante, terminado

REFERENCIAS

Bettor Master Builders Technologies, Guía de diseño Mbrace (2000).

Fédération Internationale du Béton. 2001. *Bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*, FIB CEB-FIB.

Martínez, Ramón, José Eugenio Herrero, David Rebuelta y Esther Zabala. "Refuerzo de estructuras mediante fibra de carbono" *Sesión Técnica Monográfica* N° 1, ACIES.

SIKA. 1999, *Composite Strengthening Systems. Engineering Guidelines for Design and Application*. Zurich: SIKA.

Valcuende, M., J. Benlloch y C. Parra. 2004. "Método de Dimensionamiento de la Federación Internacional del Hormigón para el Refuerzo de Vigas de Hormigón Armado con Fibras de Carbono", *Información Tecnológica*, 15:6 (17-22).

ANÁLISIS DE ESCALERAS DE CARACOL CON HUECO CENTRAL: HISTORIA, GEOMETRÍA Y MECÁNICA

Inma Fortea Navarro¹

Resumen

Las escaleras de caracol con hueco central son un tipo presente en multitud de edificios del patrimonio arquitectónico. Escaleras que comparten esta geometría las encontramos en diversos lugares con unos antecedentes de tradición constructiva y una evolución diferentes. Cada una de ellas presenta las peculiaridades propias del tipo según al lugar al que pertenecen. En esta introducción a las escaleras de caracol con hueco central se recogen y comparan algunas de las más representativas construidas en España e Inglaterra durante los siglos XVI-XVIII, a la par que se analiza su comportamiento mecánico.

INTRODUCCIÓN

El siguiente escrito es parte de la tesis doctoral actualmente en proceso, con el título “Geometría, construcción y estabilidad de escaleras de fábrica del patrimonio arquitectónico”. En él se particulariza sobre las escaleras de caracol desarrolladas alrededor de un hueco central.

ANTECEDENTES

En su tratado “4 libros de arquitectura” (1570), Palladio realiza una clasificación de las escaleras que titula “De las escaleras y su variedad, del número y magnitud de las gradas”:

Las escaleras de caracol se hacen ya redondas, ya elípticas, unas veces con columna en el centro y otras huecas. [...] Salen muy bien las que son huecas en el medio porque pueden recibir la luz desde arriba y los que están en lo alto de la escalera ven a todos los que suben o empiezan a subir, y de la misma manera son por estos vistos[...] Yo he hecho una hueca en

¹ Arquitecto por la Universidad Politécnica de Madrid, inmaculada.fortea@gmail.com

su medio en el Monasterio de la Caridad en Venecia, la cual salió admirablemente.

En el mismo tratado describe y dibuja también las escaleras de caracol de varias subidas, poniendo como ejemplo la escalera de caracol de Chambord:

Hay cuatro escaleras con cuatro entradas, cada una la suya y suben una sobre otra, de modo que construyéndose en medio del edificio pueden servir para cuatro viviendas sin que los que habiten en una vayan por la escalera de la otra; y por ser hueca en el medio todos se ven entre sí subir y bajar sin que se impidan mínimamente el paso.

Esta descripción de las escaleras, junto con el ejemplo de este tipo construido por Palladio en el Convento de la Caritá en Venecia (Figura 3), se considera el antecedente para las escaleras helicoidales con hueco central construidas en lugares diversos, como España e Inglaterra, y para aquellas de varias subidas como la de Santo Domingo de Bonaval en Santiago de Compostela.

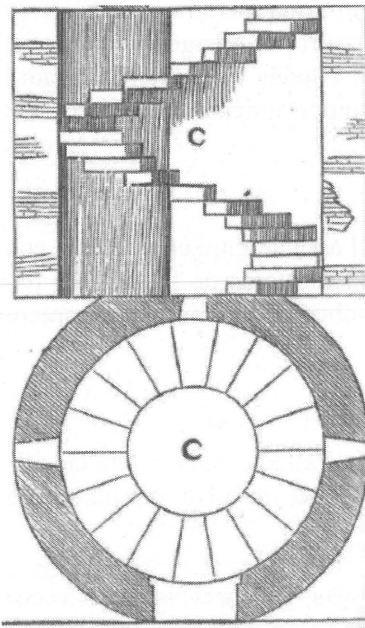


Figura 1. Escalera de caracol hueca en medio

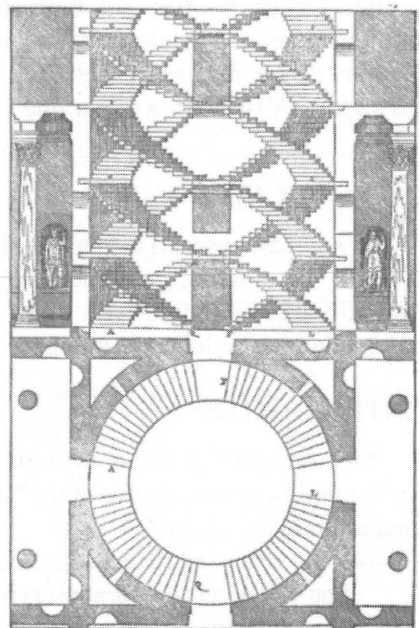


Figura 2. Caracol de varias subidas

Las escaleras del convento de La Caritá (Figura 3) están compuestas de grandes piezas de piedra que forman los escalones. Cada una de ellos queda

introducido escasos centímetros en el muro perimetral, apoyando en este y en el escalón inmediatamente inferior.

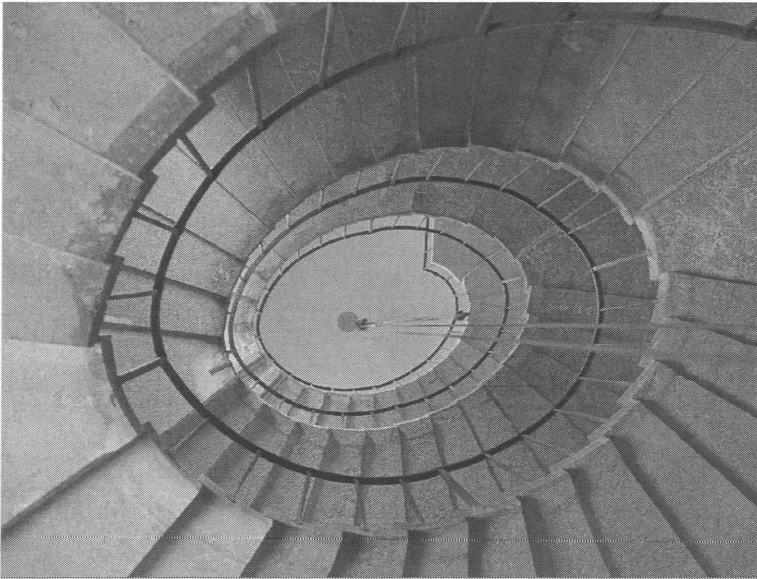


Figura 3. Escalera del convento de La Caritá

ESCALERAS DE CARACOL EN INGLATERRA: ESCALERAS EN VOLADIZO O GEOMÉTRICAS

En Inglaterra podemos encontrar multitud de escaleras de caracol con hueco central, conocidas como escaleras en voladizo (*cantilaver stairs*) o escaleras geométricas (*geometrical stairs*). Durante dos siglos desde su introducción, estas escaleras fueron muy utilizadas como escaleras principales de grandes viviendas y edificios representativos.

Las escaleras de piedra en voladizo fueron introducidas en Inglaterra por Iñigo Jones en 1613, tras su visita a Italia. La escalera de La Caritá y los 4 libros de arquitectura probablemente fueron la inspiración para su diseño de la Tulip Stair situada en The Queen's house (Figuras 5 y 6), en Greenwich en 1630. Se trata también de una escalera de caracol con hueco central de una sola subida. Tal como indicaba Palladio en su tratado, al desarrollarse alrededor de un hueco central, recibe la luz desde arriba, con un admirable resultado. Aunque la geometría de escalera sea muy similar a la construida por Palladio, el detalle es muy diferente. Mientras que la de La Caritá es una escalera austera, en la que las piezas de piedra carecen de cualquier tallado, los escalones de la Tulip Stair presentan un elaborado labrado. Este labrado de los escalones no tiene solo una función compositiva. Por una parte, la transformación de la sección rectangular del escalón a la forma triangular, disminuye notablemente el peso de las piezas.

Esta práctica será comúnmente adoptada en las escaleras de este tipo reduciendo al máximo el material y con ello el peso. Por otro lado, el tallado que presentan los escalones en el contacto entre piezas consecutivas, haciendo que estos queden encajadas, mejora notablemente la transmisión de fuerzas entre escalones. Esta transmisión de fuerzas de entre escalones es fundamental para asegurar el equilibrio del conjunto. Este tallado (*rebate*) se convertirá también en práctica habitual en la construcción de las escaleras en voladizo.

Tras la Tulip Stair, la siguiente escalera de caracol construida en Inglaterra, data de 1671 y se encuentra en el Monumento al Gran Fuego de Londres (Figura 4), cuyos autores son Christopher Wren y Robert Hooke.

También de Christopher Wren es la escalera en voladizo situada en la catedral de San Pablo en Londres (Figura 7), construida en 1705.



Figura 4. Escalera en el Monumento al Gran Fuego de Londres

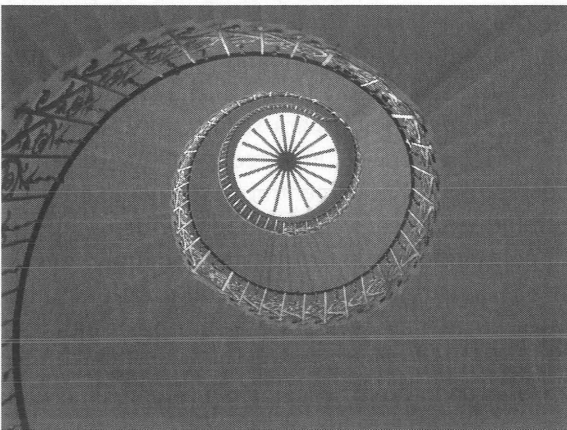


Figura 5. Tulip Stair en The Queen's House



Figura 6. Tulip Stair en The Queen's House



Figura 7. Escalera de la catedral de San Pablo de Londres

Mecánica de las escaleras en voladizo

Al contrario de lo que su nombre indica, estas escaleras no funcionan como un voladizo. Si bien los escalones parecen ‘colgar’ del muro, la escasa dimensión de la parte de escalón que queda introducida en él (de en torno a 10cm), no sería suficiente para soportar el escalón si todo el momento generado por el peso propio de la pieza se confiara a este empotramiento. Diversos artículos (Heyman, Price, etc.), explican el comportamiento estructural de la siguiente manera:

Cada escalón transmite parte de su carga al muro y parte al siguiente escalón a través del apoyo lineal de contacto entre escalones consecutivos. El par de fuerzas que forman el peso del escalón y la reacción en el contacto con el escalón inferior, provocarían el giro del escalón que es restringido por el muro, por lo que el escalón está sometido a un esfuerzo de torsión. Este esfuerzo de torsión se va acumulando a medida que descendemos en la escalera, ya que al peso propio de cada escalón se añade el peso de los superiores. En el siguiente dibujo basado en el artículo de J. Heyman “Mechanics of Masonry Stairs” se muestra el esquema de fuerzas en una escalera en voladizo.

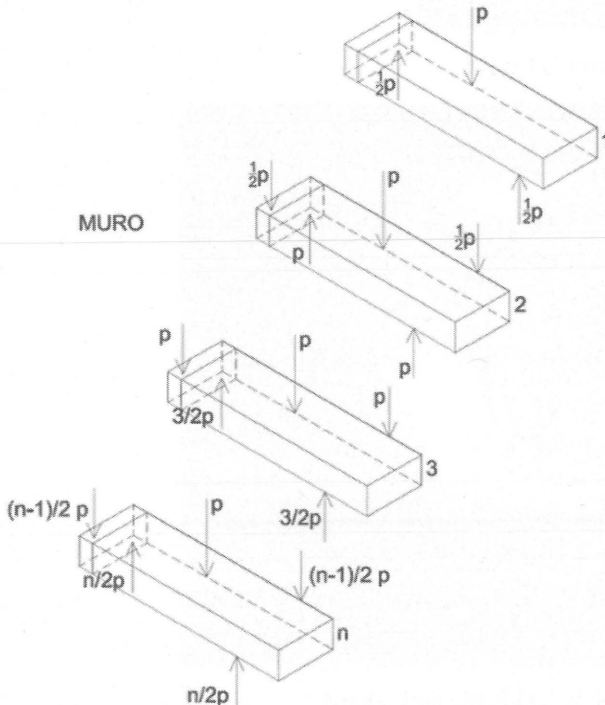


Figura 8. Esquema de fuerzas en escalera en voladizo

Muchas de las escaleras de este tipo presentan una muesca en el apoyo entre escalones, encajando el superior con el inferior. Este tallado entre las piezas que ha sido también analizado por diversos autores (Price and Rogers), mejora el comportamiento estructural de la siguiente manera: la muesca encaja los escalones, de forma que la rotación de un escalón empuja al siguiente, o lo que es decir, la muesca permite que las fuerzas horizontales se transmitan de escalón a escalón. Estas fuerzas actuando en la parte superior y en la inferior de cada escalón, producen un par que se opone al par de las fuerzas verticales, reduciendo así las tensiones en la pieza.

No hay duda de que los canteros descubrieron y comprendieron los principios de las escaleras en voladizo, y que transmitieron este conocimiento de unos a otros.

ESCALERAS DE CARACOL EN ESPAÑA: EL CARACOL DE MALLORCA

En España, las escaleras de caracol con hueco central aparecen también en numerosos edificios históricos. Es probablemente la escalera de este tipo situada en la Lonja de Palma de Mallorca la que da origen y nombre a esta tipología en España, conocida como caracol de Mallorca. El modelo es recogido en la mayoría de los textos dedicados a la estereotomía en España desde el siglo XVI (Rodrigo Gil de Hontañón, Vandelvira, Martínez de Aranda, Gelabert), en los que aparecen dibujos y reglas para realizar los cortes de las piedras.

El tratado de *L'art del picapedrer* de Joseph Gelabert, es de gran importancia para el estudio del caracol de Mallorca, de entre los muchos que recogen trazados de caracoles. En él se muestran diferentes aparejos como por ejemplo los denominados “caracol de ojo abierto” y “caracol de nabo redondo y ojo abierto” (Figuras 9 y 10). El ‘nabo’ al que se refiere Gelabert, es un nervio que recoge la parte interior de los escalones, recorriendo el perímetro del hueco. Este nervio helicoidal podría entenderse como la evolución del husillo recto de las escaleras góticas. El husillo helicoidal, que no aparecía en las escaleras en voladizo inglesas, es fundamental para la mecánica de las escaleras de caracol de Mallorca.

Las escaleras de caracol de Mallorca, al igual que las escaleras en voladizo inglesas, están compuestas de grandes piezas de piedra que se introducen en el muro perimetral. La labra de cada escalón incluye el fragmento de husillo que le corresponde. En el caso de los caracoles de Mallorca, a diferencia de las escaleras en voladizo, no necesariamente el borde de un escalón descansa sobre el siguiente, sino que es solo el husillo la parte que apoya un escalón sobre otro. De esta manera, las cargas de la escalera son recogidas por el muro y por el husillo.

Gelabert recoge también en su tratado los caracoles de varias subidas “*dos caracoles que giran dentro de un único círculo*”. Sostiene que el origen de este invento se debe a la intención de solucionar las circulaciones de manera que se dé acceso a diferentes estancias sin que los habitantes se crucen.

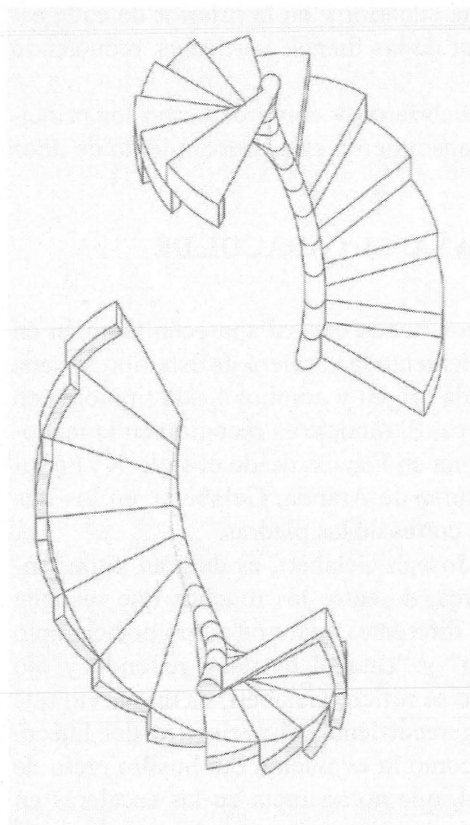


Figura 9. Caracol de nabo redondo y ojo abierto

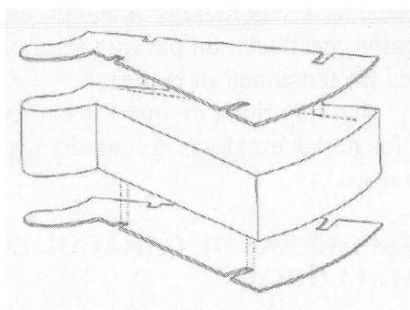


Figura 10. Labra de una pieza

La escalera de caracol de Santo Domingo de Bonaval

Un ejemplo de escalera de caracol de Mallorca de varias subidas es la escalera del convento de Santo Domingo de Bonaval (Figuras 11 y 12) en Santiago de Compostela. Este convento comenzó a reconstruirse en 1695, con Domingo de Andrade como maestro de obras, quien también fue maestro de obras de la catedral de Santiago.

En el encargo de esta escalera se lee: “una escalera con barandilla de hierro, y si dicha escalera fuera de caracol de Mallorca, se escusa dicha barandilla, pero en todo caso que de ella se comunique el paso a todos los dormitorios de uno y

otro lienzo”. Este requerimiento funcional para solucionar las circulaciones de manera que pudiera accederse a las estancias sin cruzarse, dio lugar a una ingeniosa e impresionante escalera.

La escalera está formada por tres hélices independientes entrelazadas. Cada hélice se compone de escalones que son piezas independientes de piedra de 1,9 m de longitud, integrando en su labra la parte de husillo que le corresponde. Cada escalón apoya sobre el muro perimetral y sobre el husillo del escalón inferior sin existir línea continua de contacto entre ellos. El husillo, cuenta con una muesca que probablemente servía para introducir un pedernal y evitar el deslizamiento de una pieza sobre otra. El tallado de la parte inferior los escalones tiene intención exclusivamente compositiva y no responde a una división real en partes.

Estas escaleras, por su geometría, son muy similares a las escaleras en voladizo inglesas, sin embargo tienen un elemento que las diferencia de ellas: el husillo helicoidal, propio de los caracoles de Mallorca tan extendidos en la Península tanto en la tratadística como en las construcciones. El inmediato antecedente de la escalera de Bonaval es la escalera construida por Andrade en la capilla del Espíritu Santo de la catedral de Santiago. Muy probablemente se inspira en los grabados de Palladio y Vignola, citados en el libro de Andrade “Excelencias, antigüedad y nobleza de la arquitectura”.



Figura 11. Escalera de Santo Domingo de Bonaval



Figura 12. Escalera de Santo Domingo de Bonaval

CONCLUSIONES

El recorrido histórico que han tenido las escaleras de caracol con hueco central nos permite identificar diversas tipologías. Se considera necesario realizar un estudio en profundidad de las mismas, tanto de los mecanismos existentes que garantizan el equilibrio, como del grado de seguridad que las mismas tienen, en función de sus condiciones geométricas como de los apoyos de cada pieza que las compone. Este análisis, como parte del trabajo de investigación de la Tesis en elaboración, se realizará tanto por métodos clásicos de equilibrios de fuerzas como por los métodos computacionales de los elementos finitos, tras la recogida de datos y levantamiento en 3D de los casos de estudio.

REFERENCIAS

Gelabert, Joseph. *El manuscrito de cantería de Joseph Gelabert; titulado Vertaderas traças del Art de picapedrer: transcripción, traducción, anotación e ilustración del texto y los trazados*. Edición a cargo de Enrique Rabasa. Colegio Oficial de Arquitectos de las Islas Baleares

Heyman, Jacques. 1995. "The mechanics of masonry stairs". *Structural Studies of Historical Buildings. Volume 2: Dynamics, Repairs and Restoration*. Southampton: Computational Mechanics Publications: pp. 259-65.

Palladio, A. 1508-1580. *Los cuatro libros de arquitectura*. Ed. Limusa 2005

Price, Sam; Rogers, Helen. 2005. "Stone cantilevered staircases". *The Structural engineer*.

Rios Miramontes. 1986. "El convento de Santo Domingo de Bonaval". *Aportaciones al Barroco gallego, un gran mecenazgo*.

Sanjurjo, Alberto. 2007. "El caracol de Mallorca en los tratados de cantería españoles de la edad moderna". *Actas del Quinto Congreso Nacional de la Construcción, Burgos 7-9 junio 2007*. Juan de Herrera

Taín Guzman, Miguel. *Domingo de Andrade. Maestro de Obras de la catedral de Santiago*.

Fuentes de las imágenes:

Figuras 1 y 2: Palladio, A. 1508-1580. *Los cuatro libros de arquitectura*. Ed. Limusa 2005

Figuras 9 y 10: *El manuscrito de cantería de Joseph Gelabert; titulado Vertaderas traças del Art de picapedrer: transcripción, traducción, anotación e ilustración del texto y los trazados*. Edición a cargo de Enrique Rabasa. Colegio Oficial de Arquitectos de las Islas Baleares.

EFICACIA DE LA NORMA NCSE-02 A LA LUZ DE LOS DAÑOS TRAS EL SISMO DE LORCA DE 2011

Fernando Gómez Martínez^{1,2}

Resumen

Se demuestra mediante un método analítico de evaluación de la vulnerabilidad a gran escala ("FAST") que el satisfactorio comportamiento del conjunto edificado de hormigón armado de Lorca proyectado según NCSE-02 –pocos colapsos frente a un evento de aceleración tres veces mayor que la de proyecto— quizá se debe no tanto a las mejoras de la actual norma sino a la presencia de tabiquería, incluso cuando ésta se reduce en planta baja.

Además, algunas prescripciones de NCSE-02 (acerca de la deformabilidad, tabiquería, jerarquía, detallado o pilares cortos) pueden ser responsables de los mecanismos frágiles, mientras que otras (como la reducción del coeficiente de ductilidad para vigas planas) demuestran ser excesivamente conservativas.

INTRODUCCIÓN

Tras el terremoto de Lorca de 2011, la mayoría de interpretaciones califican como relativamente satisfactorio el comportamiento de los edificios porticados de hormigón armado (HA) según NCSE-02 (CDNS 2002), puesto que se produjeron muy pocos colapsos globales siendo la aceleración máxima en suelo (PGA) más de tres veces mayor que la básica de proyecto.

Sin embargo, no se ha hecho suficiente énfasis en dos aspectos: (i) la mayoría de daños estructurales corresponden a mecanismos frágiles, y (ii) no hay gran diferencia de desempeño entre los edificios anteriores y posteriores a NCSE-02. En este trabajo se ofrecen respuestas cuantitativas a ambos aspectos, realizándose un análisis crítico de NCSE-02 en relación a los daños observados,

¹ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura – DiST, Università degli Studi di Napoli Federico II, Nápoles, Italia

² Departamento de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universitat Politècnica de València, fergomar@mes.upv.es

comparándola con otras normativas de prestigio internacional como Eurocódigo 8 –EC8– (CEN 2004).

LA TABIQUERÍA EN LOS EDIFICIOS DE HA DE LORCA

El escenario de daño (según la escala EMS-98, dividida en 5 grados de daño: DS1 a DS5) provocado por el terremoto de Lorca en edificios porticados de HA (Fig. 1a) muestra: (i) menos fracasos (DS 4 y 5) para NCSE-02 que para normas anteriores; (ii) levisima reducción del daño estructural ($DS \geq 3$) para NCSE-02 que para PDS-1 (CDNS 1974), pero (iv) mayor daño no estructural. La primera observación puede deberse a la reducción de roturas frágiles debido al exigente detallado de armado en extremos de barra. Sin embargo, los otros dos puntos parecen apuntar a que la efectividad de NCSE-02 es limitada, recayendo la responsabilidad del comportamiento global en la tabiquería.

En Gómez-Martínez et al. (2012, 2013, 2015a, 2015b) y De Luca et al. (2013, 2014) se confirma esta hipótesis mediante la aplicación de un método analítico de estimación de la vulnerabilidad a gran escala de edificios porticados de HA sin y con tabiquería (“FAST”). Se basa en: (i) la definición simplificada de curvas de capacidad como suma de las contribuciones de estructura de barras (proyectada según cada norma) más tabiquería (actuando como puntal diagonal) (Fig. 2a); y en (ii) la obtención de desplazamientos en coronación cuando se alcanza cada grado de daño en la tabiquería de planta baja (que puede ser más reducida que en el resto del edificio), asumiendo distorsiones angulares típicas de la tabiquería para cada grado (Fig. 2b).

Si se desprecia la tabiquería y se supone que la ductilidad de los edificios es coherente con la norma (además de la sobrerresistencia material), se obtiene a través de FAST que todos los edificios de Lorca deberían haber colapsado (Fig. 1c). Incluso asumiendo un coeficiente de seguridad global que puede llegar a 2.0 (Gómez-Martínez et al. 2015d), los daños serían muy severos.

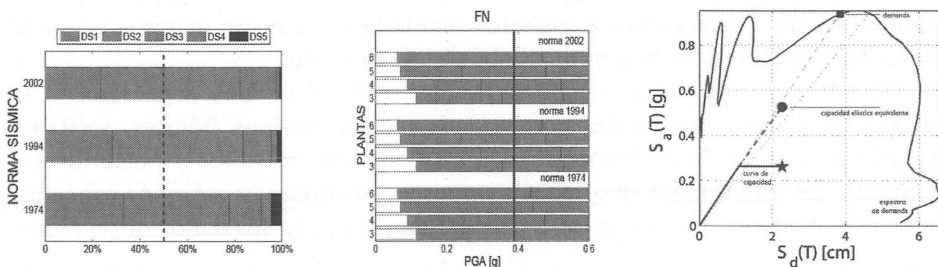


Figura 1. Escenario de daño de Lorca según EMS-98, real (a) y estimado por FAST para edificios tabicados (b) y para estructuras desnudas de 3 plantas según NCSE-02

Sin embargo, contando con la tabiquería, los daños estimados (Fig. 1b) coinciden sustancialmente con los reales: el grado de daño más generalizado es

el DS2 (daño moderado en tabiquería), incluso para edificios con reducción de tabiquería en planta baja. Es más: para edificios sin proyecto sismorresistente pero con tabiquería, el daño esperado es sólo levemente superior (Gómez-Martínez et al. 2015a). Todo ello apunto a que el buen comportamiento se debe no tanto las bondades normativas sino a la contribución global favorable de la tabiquería, lo que no es recomendable puesto que dichos elementos no se proyectan estructuralmente y su fiabilidad es baja (no se controlan sus propiedades mecánicas, uniones a la estructura, disposición, geometría, huecos, y su distribución pueden variar durante la vida útil del edificio).

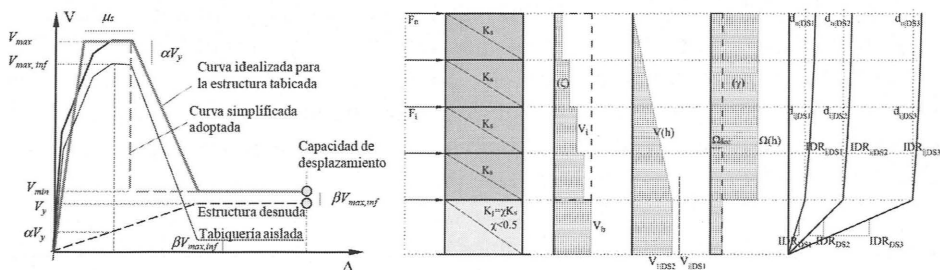


Figura 2. Obtención simplificada de curvas de capacidad (a) y desplazamientos de coronación (b) en FAST

EFICACIA DE NCSE-02 PARA EVITAR MECANISMOS FRÁGILES

Toda vez que el alto coeficiente de seguridad se debe más a la tabiquería más que a la calidad del proyecto sísmico, es lícito preguntarse por la responsabilidad de NCSE-02 en ese 18% de daños estructurales, la mayoría de los cuales son frágiles a nivel local (rotura a cortante) o global (mecanismos de “planta débil”). Este tipo de daños son “contraindicados” (Fardis 2009) por la mayoría de las normas actuales basadas en el proyecto por capacidad y en el desempeño, como EC8. También NCSE-02 los contraindica, aunque no siempre es capaz de evitarlos (Gómez-Martínez 2015b), debido a la ausencia, permisividad, indefinición cuantitativa o errónea metodología de algunas de sus prescripciones.

NCSE-02 es la única en el mundo en carecer de proyecto en Estado Límite de Servicio (ELS). El resto de normas limitan la deformabilidad lateral para reducir el daño en tabiquería. Esto, junto con el exigente proyecto por capacidad, proporciona a las estructuras de EC8 una rigidez mucho mayor que NCSE-02, reduciéndose sensiblemente la relevancia de la tabiquería, que constituye simplemente una reserva de resistencia en vez de la espina dorsal del edificio con tendencia a disturbar. Como consecuencia, el coeficiente de seguridad global proporcionado por EC8 se estima en un 50% mayor que NCSE-02 (Fig. 5c) para estructuras desnudas. Este factor sería aún más grande

para estructuras tabicadas, puesto que en estructuras donde la tabiquería es más relevante (i.e. NCSE-02) los mecanismos de colapso son menos repartidos y los daños frágiles por interacción local con la tabiquería son más frecuentes. NCSE-02 tampoco ofrece soluciones cuantitativas para compensar los efectos de segundo orden, lo que indirectamente proporcionaría mayor rigidez lateral.

También carece NCSE-02 de reglas para contrarrestar la irregularidad en alzado de la tabiquería: cuando ésta disminuye su densidad en una planta, la demanda de desplazamiento se concentra en los pilares de la misma provocando mecanismos de planta débil. EC8 exige: (i) una reducción del coeficiente de ductilidad del 20%, y (ii) una sobrerresistencia en dichos pilares igual a la disminución de resistencia de la tabiquería respecto a plantas contiguas.

Respecto a las roturas frágiles en pilares por interacción local con la tabiquería, NCSE-02 sólo puede lidiar con ellas mediante el estribado mínimo en extremos exigido para sismicidad media y alta, lo que en ocasiones puede no ser suficiente (e.g. sismicidad media-baja, tabiques gruesos, pilares de poca sección, rotura de tabiquería por deslizamiento en su línea media, tabiquería a un solo lado del pilar, tabiquería interrumpida en altura formando pilares “cautivos”, etc.). EC8 exige alta densidad de estribado en toda la altura de pilares de planta baja y en cualquier planta cuando haya tabiquería a un solo lado o pilares cautivos, independientemente del grado de sismicidad.

Las reglas de NCSE-02 para la jerarquía de resistencias (pilar-viga, cortante-momento y nudo-barra) no son eficaces (Gómez-Martínez 2015b), porque se basan en exigir más sobrerresistencia al elemento prevalente que al no prevalente, en lugar de promover que el elemento prevalente se dimensione con una sollicitación en equilibrio con la máxima capacidad del elemento no prevalente, como propone EC8 o EHE-08. Esto provoca que, para una dirección y sentido de la acción sísmica, cuando los momentos de proyecto en extremos de barra son muy pequeños y la capacidad viene dada por otra combinación de cálculo (e.g. vigas de plantas intermedias o cabezas de pilar de planta baja, el factor de sobrerresistencia es exageradamente elevado. En estos casos, (i) los elementos pueden quedar desprotegidos frente a rotura por cortante, pues la demanda de cortante en el extremo menos sobredimensionado a momento queda infravalorada (Fig. 3c); y (ii) los pilares pueden quedar ridícula y artificialmente sobredimensionados hasta hacer inviable el proyecto (Fig. 3a y 3b). Además, algunos requerimientos del texto de NCSE-02 son innecesarios y pueden generar escenarios de dimensionado absurdo si se siguen al pie de la letra. Asimismo, el coeficiente de jerarquía de NCSE-02 es 1.10 para cualquier clase de ductilidad, mientras que EC8 sugiere 1.30, lo que proporciona mayor coeficiente de seguridad global porque garantiza mayor capacidad de desplazamiento.

Aparte de ser ineficientes, las reglas de jerarquía de NCSE-02 no proporcionan soluciones cuantitativas a algunas situaciones de proyecto: no

especifica en qué direcciones se satisface la jerarquía, ni qué axil considerar en pilares, ni cómo considerar el factor de sobrerresistencia cuando demanda y capacidad tienen distinto signo, ni cuál es el ancho eficaz de la capa de compresión, ni cómo calcular demanda y capacidad en nudos, ni cómo armarlos, ni qué grado de confinamiento les otorgan las vigas transversales. Por el contrario, para evitar la rotura de nudos (y quizá también para prevenir el deslizamiento de armaduras, “push-pull”), NCSE-02 imposibilita el dimensionado en ductilidad alta en caso de inversión de momentos, lo cual es una medida poco específica y excesivamente conservativa, reflejo de una filosofía lejana del proyecto por capacidad.

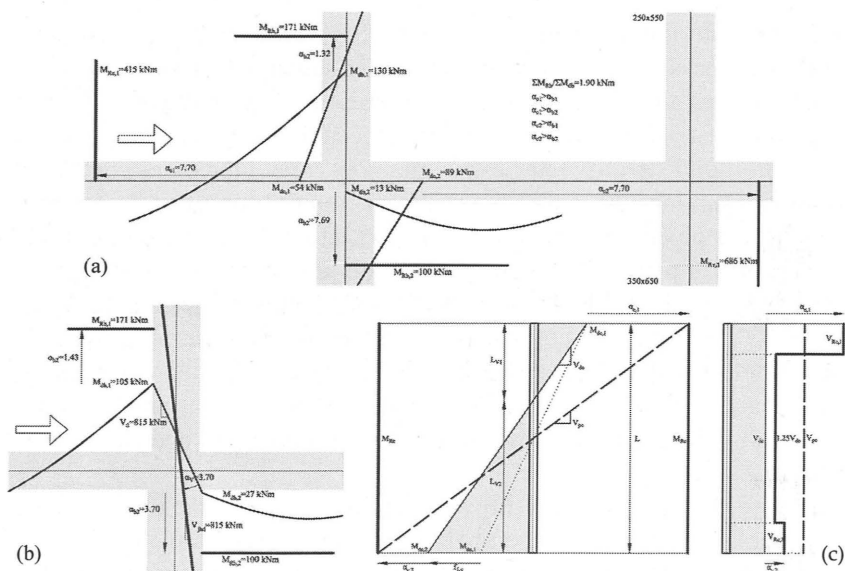


Figura 3. Problemática de las reglas de jerarquía de NCSE-02: pilar-viga (a), nudo-barra (b) y cortante-momento (c)

Para pilares cortos, NCSE-02 recomienda el proyecto por capacidad, lo cual es tan restrictivo que a menudo imposibilita su diseño. Sin embargo, se demuestra (Biskinis et al. 2004) que pilares con esbeltez < 4 proyectados por capacidad podrían sufrir rotura por cortante, pues en este caso el estribado no puede evitar la crisis de la biela diagonal comprimida. EC8 parte 1 no explicita cómo dimensionar pilares cortos, pero EC8 parte 3 (CEN 2005), correspondiente a evaluación de estructuras existentes, sí que aplica los conceptos de Biskinis et al. (2004). Fardis (2009) sugiere dimensionarlos como vigas de acoplamiento, es decir, disponiendo jaulas en ambas diagonales, lo cual imposibilita su proyecto.

En lo concerniente a reglas de detalle de armado, NCSE-02 puede limitar seriamente la capacidad de desplazamiento incluso para proyecto en ductilidad alta (Gómez-Martínez et al. 2015d). En extremos de pilar sólo se requiere estribado denso para sismicidad media-alta —en EC8 tales reglas dependen de la clase de ductilidad—, y no se limita superiormente el axil; en vigas, la exigencia de cuantía comprimida es muy permisiva para cuantía total elevada.

Todos los mecanismos frágiles citados son inadmisibles para el proyecto en ductilidad alta, pero también para ductilidad baja (con excepción de la jerarquía cortante-momento); NCSE-02 puede tener una parte de responsabilidad.

VIGAS PLANAS PROYECTADAS EN DUCTILIDAD ALTA

En la sección anterior se muestra cómo NCSE-02 en ocasiones propone medidas genéricas excesivamente conservadoras en lugar de otras específicas que sólo actúan sobre el fenómeno interesado, probablemente por desconocimiento o desconfianza en los modelos mecánicos que subyacen. Es el caso de la imposibilidad de proyectar estructuras de vigas planas en ductilidad alta. Las normas sísmicas de referencia internacional (europea, americana, neozelandesa) no establecen ningún límite superior al coeficiente de ductilidad de proyecto para vigas planas diferente al de vigas de canto. Sin embargo, la norma italiana NTC (CS.LL.PP 2009) y NCSE-02, mediterráneas, establecen reducciones del 33% y 50%, respectivamente. En Gómez-Martínez et al. (2015c y 2015d) se demuestra que las estructuras de vigas planas son capaces de proporcionar igual o mayor resistencia que las de vigas de canto, ambas proyectadas en ductilidad alta, sobre todo si la norma en cuestión exige proyectar para ELS.

Históricamente, las normas eran muy precavidas respecto al uso de vigas planas como único sistema frente a acciones laterales por cuatro razones:

- 1) Si son de ancho mucho mayor que los pilares de apoyo, su comportamiento en la conexión puede ser intermedio entre una viga de canto y una losa bidireccional, es decir, una parte de la carga se equilibra a través de un mecanismo de punzonamiento, cuya resistencia se demuestra que sufre una importante degradación cuando la demanda de ductilidad es alta.
- 2) El equilibrio en las conexiones con los pilares puede ser defectuoso y de resistencia incompleta, ya que una gran parte de sección de viga pasa por fuera de la proyección del pilar y por tanto requiere de un mecanismo de torsión para ser equilibrada tanto a flexión como a cortante. Además, las armaduras pertenecientes a esta parte externa presentan problemas de anclaje, produciendo estrangulamiento de los ciclos histeréticos y por tanto menor disipación energética.
- 3) Poseen menor rigidez que las vigas de canto, lo que normalmente se traduce en menor rigidez de la estructura, suponiendo que las dimensiones de pilares sean similares. Esto se traduce en mayor vulnerabilidad de

elementos no estructurales y mayor sensibilidad a los efectos de segundo orden.

- 4) Poseen menor ductilidad local que las vigas de canto (Fig. 4b), a pesar de que presentan mayores capacidades de rotación que éstas (Fig. 4c)

Sin embargo, la mayoría de normas actuales ofrecen prescripciones que resuelven los tres primeros problemas. Establecen un vuelo máximo de la sección de la viga respecto del pilar (es decir, un ancho máximo), y además evitan el deslizamiento de las barras pasantes, quedando así zanjados los dos primeros puntos. Merece la pena remarcar que, a este respecto, NCSE-02 no es coherente con el fenómeno mecánico subyacente, puesto que requiere simultáneamente anchos de viga reducidos y la presencia de vigas transversales; además, el ancho efectivo propuesto para cortante es distinto del de flexión. Por otro lado, las normas que prescriben dimensionado a ELS obligan a aumentar la rigidez lateral de los pórticos de vigas planas a través de la disposición de pilares de mayor sección. Si ésta es la condición crítica de proyecto para ambas tipologías (pórticos de vigas planas o de canto), la rigidez lateral es similar por necesidad. Para los límites propuestos por la mayoría de normas, se demuestra (Fardis 2009) que en la mayoría de casos el dimensionado a ELS es la condición crítica. También las normas proponen correcciones debido a los efectos de segundo orden. Por tanto, queda también zanjado el punto 3 salvo para NCSE-02. En cambio, no existen prescripciones que puedan compensar la pérdida de ductilidad local de vigas planas respecto a vigas de canto.

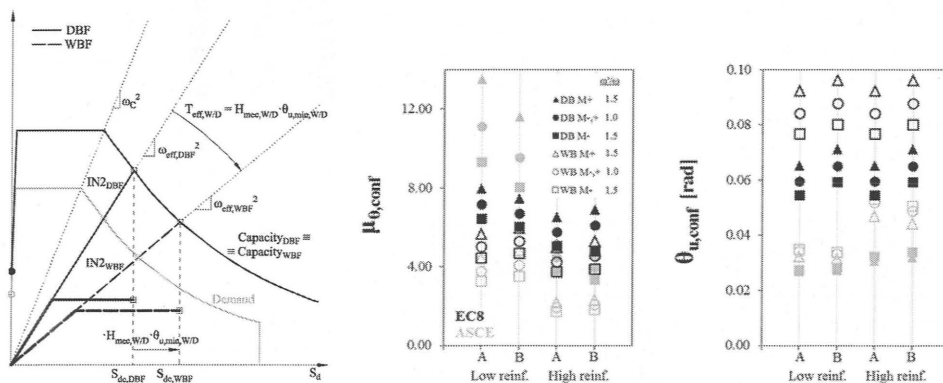


Figura 4. Vigas planas vs. de canto: esquema de equirresistencia para pórticos (a), y análisis numérico comparativo de ductilidad local (b) y rotación última (c)

No obstante, la extrapolación desde la ductilidad local de vigas hasta la capacidad total de edificio no es directa. La capacidad no sólo depende de la ductilidad global, sino también de la sobrerresistencia; la ductilidad global no sólo depende de la ductilidad local, sino también de las plantas involucradas en

el mecanismo de colapso, que a su vez depende del sobredimensionado de pilares; y la ductilidad local depende más de los pilares que de las vigas, pues suelen ser los elementos críticos que primero agotan su capacidad de rotación. Por tanto, en principio las estructuras de vigas planas no tienen por qué proporcionar menor capacidad que las de vigas de canto sólo porque la ductilidad local de las vigas sea menor. La capacidad relativa entre ambas depende de la rigidez efectiva y del sobredimensionado de pilares (lo que amplía la capacidad de desplazamiento del edificio al aumentar tanto su rotación última como el número de plantas involucradas en el mecanismo).

Por tanto, si la ratio entre los periodos efectivos de la estructura de vigas planas y de canto es similar a la ratio entre capacidades de desplazamiento (Fig. 4a), las capacidades resultan iguales. A fin de confirmar esta hipótesis, en Gómez-Martínez et al. (2015d) se evalúa un caso de estudio, proyectado alternativamente con vigas de canto y planas, según EC8 (asumiendo dos variantes para la elección de la rigidez de cálculo para ELS) y según NCSE-02, el primero adoptando ductilidad alta para ambas tipologías y el segundo adoptando ductilidad baja para vigas planas.

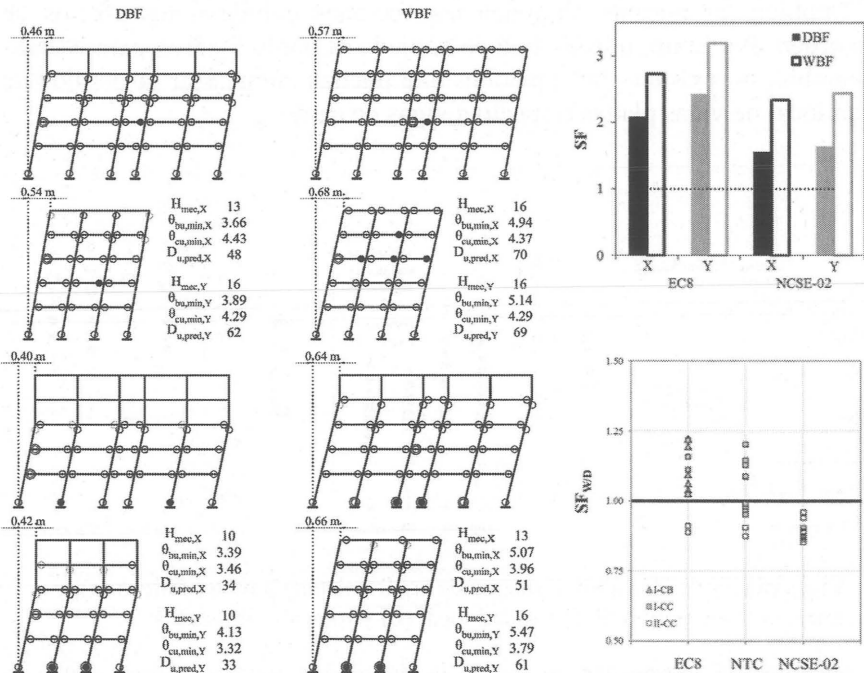


Figura 5. Vigas planas vs. de canto: mecanismos en 4 casos de estudio (a, EC8; b, NCSE-02) y comparación de su seguridad global (c); ídem para 72 casos de estudio (d)

En ambos casos se obtienen capacidades mayores (medias de 31% y 50%, para EC8 y NCSE-02, ver Fig. 5c) para las estructuras de vigas planas que para vigas de canto. En ambos casos los periodos efectivos de las dos tipologías coinciden: para EC8 porque explícitamente así se requiere por ELS; en el caso de NCSE-02, indirectamente a través de una reducción del coeficiente de ductilidad que requiere mayor cortante basal. También en ambos casos las estructuras de vigas planas tienen mayor capacidad de desplazamiento que las de vigas de canto, por involucrar a más plantas en el mecanismo (Fig. 5a y 5b) y por presentar rotaciones últimas más grandes tanto en vigas (por ser más flexibles) como en pilares (por presentar mayor deformación global tipo ménsula).

A fin de comprobar si sería factible eliminar de la norma italiana y de la española la restricción del coeficiente de ductilidad para pórticos de vigas planas y de esta manera equiparar la proyectación a los de vigas de canto, en Gómez-Martínez et al. (2015d) se dimensionan y evalúan 12 pórticos de cada tipo, proyectados alternativamente según EC8, NTC y NCSE-02 usando siempre el mismo coeficiente de ductilidad alta para ambas tipologías y suponiendo conservativamente que los mecanismos de colapso involucran a igual número de plantas en ambos casos. Los resultados (Fig. 5d) muestran un comportamiento muy satisfactorio para EC8 (+8% para vigas planas), satisfactorio para NTC (+2%) y algo peor para NCSE-02 (-9%). Tales diferencias se deben al distinto grado de rigurosidad del proyecto a ELS: EC8 sugiere considerar la rigidez de los elementos igual a la mitad de la elástica; NTC permite usar rigideces elásticas; y NCSE-02 no considera ELS.

No está claro si para NCSE-02 la mayor altura de mecanismo podría compensar el déficit, pero de todas formas no parece que sea un margen suficientemente grande como para justificar una reducción del coeficiente de ductilidad, teniendo en cuenta la enorme inherente a la filosofía de proyecto basado en la reducción de la demanda elástica (MWAFFY and ELNASHAI, 2002). En cualquier caso, la disminución indiscriminada del coeficiente de ductilidad, al igual que en el caso de inversión de momentos (ver sección anterior) parece reflejar una actitud muy conservativa, un “colchón” de seguridad frente a fenómenos que se podrían resolver mediante medidas más específicas.

CONCLUSIONES

- La seguridad global de los edificios de Lorca se debe más a la tabiquería que a las mejoras de NCSE-02 respecto de normas anteriores
- Algunas prescripciones de NCSE-02 puede tener responsabilidad en la predominancia de mecanismos frágiles

- La reducción de ductilidad para vigas planas puede no tener justificación mecánica si se satisfacen otras reglas más específicas

REFERENCIAS

- Biskinis DE., Roupakias GK. y MN. Fardis. 2004. "Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacements". *ACI Structural Journal* 101(6):773-783
- CDNS 2002. *Norma de construcción sismorresistente NCSE-02*. BOE 2002 N° 244, Madrid
- CDNS. 1974. *Norma de construcción sismorresistente PDS-1 Parte A*. BOE 1974 n° 279, Madrid
- CEN. 2004. *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance—Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings*. European Standard EN 1998-1:2003- Comité Européen de Normalisation, Bruselas, Bélgica
- CEN. 2005. *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance—Part 3: assessment and retrofitting of buildings*. European Standard EN 1998-1:2005. Comité Européen de Normalisation, Bruselas, Bélgica
- CPHE. 2008. *Instrucción de hormigón estructural EHE-08*, Ministerio de Fomento, Madrid.
- CS.LL.PP. 2009. *Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche delle costruzioni*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 47, Roma, Italia.
- De Luca F., Verderame GM. y F. Gómez-Martínez. 2013. *Fast vulnerability approach: a simple solution for seismic reliability of RC infilled buildings*. Actas del XV Convegno ANIDIS. Padua, Italia.
- De Luca F., Verderame GM., Gómez-Martínez F. y A. Pérez-García. 2014. *The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake*. Bulletin of Earthquake Engineering 12(5):1999-2026.
- Fardis MN. 2009. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*. Ed. Springer, Londres, Reino Unido.
- Gómez-Martínez F., Pérez-García A., De Luca F., Verderame GM. y G. Manfredi. 2012. *FAST simplified approach for seismic assessment of infilled RC MRF buildings: application to the 2011 Lorca earthquake*. Actas de la 9th World Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures, Lisboa, Portugal.
- Gómez-Martínez F., Pérez-García A., De Luca F. y Verderame GM. 2013. *Generalized FAST approach for seismic assessment of infilled RC MRF buildings: application to the 2011 Lorca earthquake*. ERES 2013 – 9th World Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures. La Coruña (Spain), July 8-10. WIT Transactions on the Built Environment, corresponding to the 13th International Conference on Structures under Shock and Impact (2014).

- Gómez-Martínez F., Pérez-García A., De Luca F. y GM. Verderame. 2015a. *Comportamiento de los edificios de HA con tabiquería durante el sismo de Lorca de 2011: aplicación del método FAST*. Informes de la Construcción (en impresión).
- Gómez-Martínez F. 2015b. *FAST simplified vulnerability approach for seismic assessment of infilled RC-MRF buildings and its application to the 2011 Lorca (Spain) earthquake*. Tesis. Universitat Politècnica de Valencia (en elaboración).
- Gómez-Martínez F., Alonso-Durá A., De Luca F. y GM. Verderame. 2015c. *High Ductility wide-beam RC moment resisting frames: code provisions*. Engineering Structures (en revisión).
- Gómez-Martínez F., Alonso-Durá A., De Luca F. y GM. Verderame. 2015d. *High Ductility wide-beam RC moment resisting frames: analytical performance*. Engineering Structures (en revisión).
- Grünthal, Gottfried (Ed.). 1998. *European Macroseismic Scale 1998*. Cahiers du Centre Europeen de Geodynamique et de Seismologie, 7, Luxemburgo.

LIMA CONVENTION CENTER

Javier Gómez Mateo¹, Mónica Latorre Rodríguez²

Resumen

El Lima Convention Centre se ubica dentro de un enclave arquitectónico en pleno desarrollo en el Distrito de San Borja en Lima y se prevé como uno de los hitos arquitectónicos del país y de Hispanoamérica.

El Centro de Convenciones de Lima (LCC) tendrá un área construida de más de 80.000 m² y un aforo de 9,950 personas. Actualmente, se encuentra en ejecución mediante un singular proceso de diseño y construcción en fast-track, y su finalización está prevista para agosto de 2015, con un peso del edificio de unas 45500 toneladas y con esfuerzos sísmicos del orden de 70000kN.

El tamaño de la parcela obliga al apilado de grandes salas libres de pilares, por lo que el sistema estructural necesariamente debe resolverse con grandes luces. Adicionalmente, la superestructura proyectada mayoritariamente en acero laminado, debe incorporar los elementos de diseño sísmico asociados a una zona con alta sismicidad.



Figura 1. Infografía del LCC

¹Arquitecto por la UPM y Máster en Estructuras de la Edificación (gomae. architecture & engineering), jgm@gomae.org

²Arquitecto por la UVA y Máster en Estructuras de la Edificación (AKT II), mlatorrer@gmail.com

SITUACIÓN GENERAL

El Lima Convention Centre está ubicado dentro del conjunto arquitectónico del Centro de la Nación, enclave cultural varios edificios de distinta índole, entre los que se encuentran la Biblioteca Nacional, el Gran Teatro de Lima y el Museo de la Nación. La parcela destinada al Centro delimita al este específicamente con la Avenida de la Arqueología y al norte con la Avenida del Comercio dentro del distrito de San Borja. Paralelamente a la construcción del LCC y formando parte del mismo entorno arquitectónico se está llevando a cabo el edificio del Banco de la Nación, una torre de 30 pisos anexa al LCC.

Desde un punto de vista urbanístico existe una clara voluntad de transformar el actual Centro de la Nación en un espacio urbano de gran calidad, generando una plaza representativa y un corredor peatonal capaz integrar los edificios que lo componen.



Figura 2. Centro Cultural de la Nación. Edificios y zonas principales

NECESIDADES DE PROYECTO

Tipológicamente, un centro de convenciones es un lugar destinado a la escucha atenta, al encuentro, a la conversación (ACTX. IDOM).

La solución que el equipo de ACXT propuso para el LCC trataba de integrar tres conceptos fundamentales para el desarrollo de la propuesta y que prácticamente resumen la sección del edificio y la imagen global del mismo:

Un motor cultural activador del espacio urbano

La intención de desarrollar un espacio público de calidad a través del desarrollo del concepto de espacio urbano. El LCC se ubica en un entorno estratégico que actualmente está siendo objeto de una transformación urbana capaz de unificar todas las instituciones y espacios culturales del Centro de la Nación.

Lugar de encuentro enraizado en la cultura colectiva peruana

La idealización de un referente cultural arquitectónico: las huacas. Este tipo de construcción de la época pre-inca se toma como imagen de un lugar en el que tomar asiento para escuchar o contemplar el paisaje. La escucha atenta, la toma de asiento y el encuentro -planificado o fortuito- son las actividades naturales que se desarrollan en un centro de convenciones.

Hito arquitectónico singular.

Los grandes espacios que integran el edificio, necesariamente deben disponer de grandes luces libres de pilares intermedios con el objetivo de ofrecer la máxima flexibilidad. Este requisito obliga a situar la mayor de las salas, la Gran Sala Plenaria, coronando el edificio y otorgando al LCC de una singularidad estructural como es la de edificio de grandes luces distribuido también en altura ubicado una de las áreas con mayor actividad sísmica del planeta.

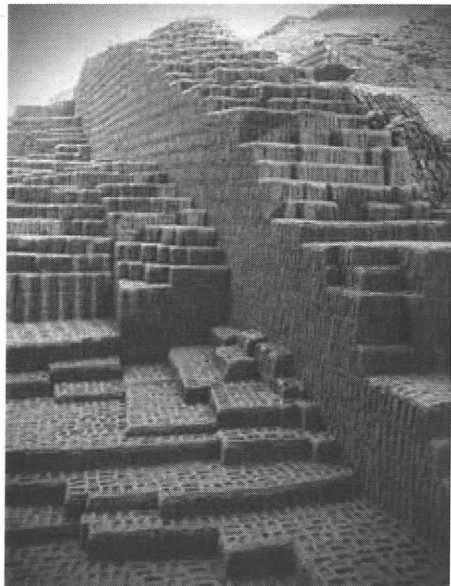
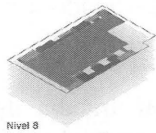


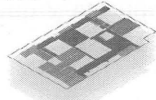
Figura 3. Huaca pre-inca

CONFIGURACIÓN VOLUMÉTRICA Y PROGRAMÁTICA.

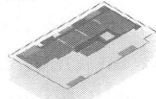
El volumen general se organiza en tres estratos claramente diferenciados, relacionados directamente con las tres hipótesis de partida y con las necesidades de programa, que incluyen grandes espacios diáfanos necesariamente organizados en altura dada la gran superficie construida requerida. La disposición de salas interiores se funde con los espacios de relación externos que a su vez son el resultado natural de la disposición interna de las salas de convenciones definidas en el programa.



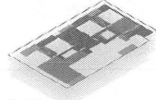
Nivel 8



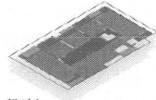
Nivel 7



Nivel 6



Nivel 5



Nivel 4



Nivel 3



Nivel 2



Nivel 1

Niveles inferiores.

A nivel de calle dos salas transformables de alrededor de 1.800 m² y tres alturas libres.

Niveles intermedios.

Espacio exterior inspirado en una gran huaca. Generada de forma natural por la disposición y diferencias de altura de las salas de convenciones de dos alturas libres.

Nivel superior.

Las últimas plantas están dedicadas al mayor espacio de convenciones proyectado en el edificio la gran sala con aforo para 5000 personas. La apertura visual completa y los grandes espacios que permite la gran celosía superior constituyen una plataforma desde la que se divisa toda la Lima Metropolitana.

- | | |
|-----------------------|------------------------|
| ■ Salas | ■ Servicio |
| ■ Foyer | ■ Admin/Traducción |
| ■ Espacio Ext Privado | ■ Núcleos Comunicación |

CONCEPTO ESTRUCTURAL

Fueron dos los factores considerados a la hora de dar con un diseño estructural adecuado y coherente para el LCC. El primero, como ya se ha comentado, fue el hecho de disponer las salas con grandes luces agrupadas en altura y no en superficie, como es habitual. Dada la función que alberga el edificio y la gran superficie requerida, este era el único recurso disponible, que da como resultado una solución estructural de grandes luces materializada mediante celosías de gran canto concatenadas en altura. El otro factor determinante es la ubicación del edificio en zona sísmica. El diseño de un edificio de esta envergadura requiere de la utilización de ciertos sistemas típicos

como la disposición de núcleos, muros de cortante o pantallas arriostradas en forma de V o V invertida.

Dados los cortos plazos que se propusieron para la construcción del edificio completo, la propuesta se realiza bajo un modelo tipo "fast track". En este sistema de gestión constructiva, la fase de diseño y desarrollo se realizan de manera solapada con la fase constructiva de obra. Este método, relativamente actual, obliga a mantener un ritmo de trabajo paralelo y muy limitado por la secuencia de obra.

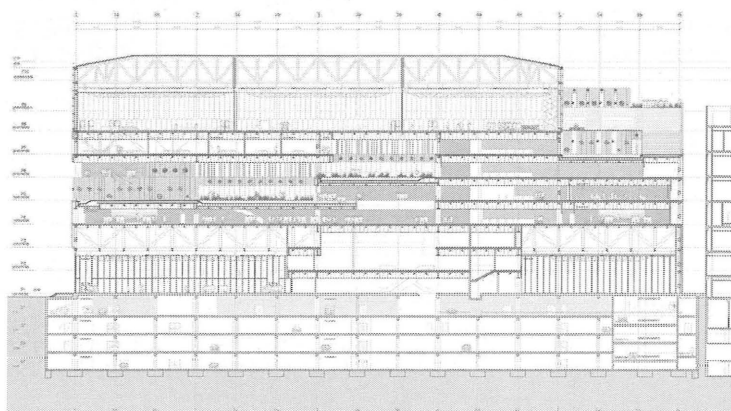


Figura 4. Sección longitudinal. Salas en doble, triple altura y Gran Sala

HIPÓTESIS DE PARTIDA

En los niveles sobre rasante se parte de un sistema estructural mixto con núcleos y pantallas resistentes a sismo conformadas mediante arriostramientos de acero en V invertida, complementado en los ejes transversales por pórticos dúctiles resistentes a momento. Los niveles bajo rasante se plantean mediante construcción prefabricada en hormigón armado.

La estructuración general viene marcada por 5 interejos principales de 24m de separación en la dirección transversal y 5 interejos de 10m en la longitudinal, excepto en los interejos extremos donde, debido a los núcleos estructurales de comunicación, los interejos son de 8 metros y 5.50 metros. La estructura bajo rasante es ligeramente mayor que el perímetro exterior sobre rasante.

A pesar de la gran dimensión volumétrica de la edificación, dimensiones de unos 100x60 metros en planta, no se contemplan juntas de dilatación estructurales. Por un lado debido a la escasa variabilidad térmica de la ciudad en la que se ubica el edificio, Lima; y por otro lado para agilizar y optimizar el proceso constructivo evitando la complejidad constructiva que las juntas de dilatación sísmica conllevan.

Se realiza un análisis sísmico modal espectral partiendo de aceleraciones básicas de 0.52g. Teniendo en cuenta que es un edificio caracterizado como importante se aplica factores de mayoración a sismo de 1.3.

Además debido a las grandes luces de los forjados se realizan diversos análisis dinámicos para validar su correcto funcionamiento frente a vibraciones y acciones dinámicas.

La protección al fuego de la estructura - un factor importante a estudiar dado que gran parte de la estructura es de acero laminado y el uso del edificio requiere 120 minutos de resistencia al fuego - se dispuso con recubrimientos intumescentes proyectados que asegurasen la resistencia y la estabilidad del conjunto.

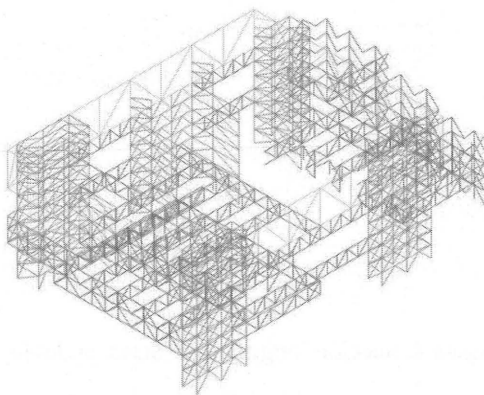
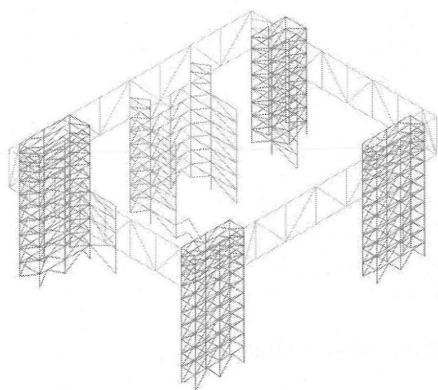


Figura 6. Modelo de barras de los núcleos Figura 5. Modelo de barras global

ESTRUCTURA SOBRE RASANTE

El uso del edificio requería de gran cantidad de espacio dedicado a la comunicación vertical, por lo que se aprovecha este requerimiento para partir de cuatro núcleos principales dispuestos en las esquinas, materializados en una primera fase en pantallas arriostradas de acero aunque durante el desarrollo de la construcción se formalizaron finalmente en hormigón armado.

Como complemento a la resistencia sísmica se disponen dirección transversal cuatro pantallas arriostradas también en acero laminado, aunque finalmente en hormigón armado con perfiles embebidos en algunos casos.

A nivel de estructuración interna en los niveles intermedios, se disponen grandes celosías longitudinales (48 y 32 metros de luz) entrelazadas con celosías transversales localizadas, que permiten la organización interna de grandes salas diáfanas. Como complemento a estos elementos se dispone una estructura de pórticos rígidos de columnas y vigas.

El último nivel, dedicado a la Sala Internacional de las Naciones, requería de la mayor de las luces libres de columnas en todo el edificio. A nivel perimetral los cuatro núcleos arriostrados se unen en los últimos niveles - del nivel 8 al 10 - con una gran celosía que dota de una gran rigidez al conjunto frente a esfuerzos horizontales y libera de soportes completamente la sala que contiene.

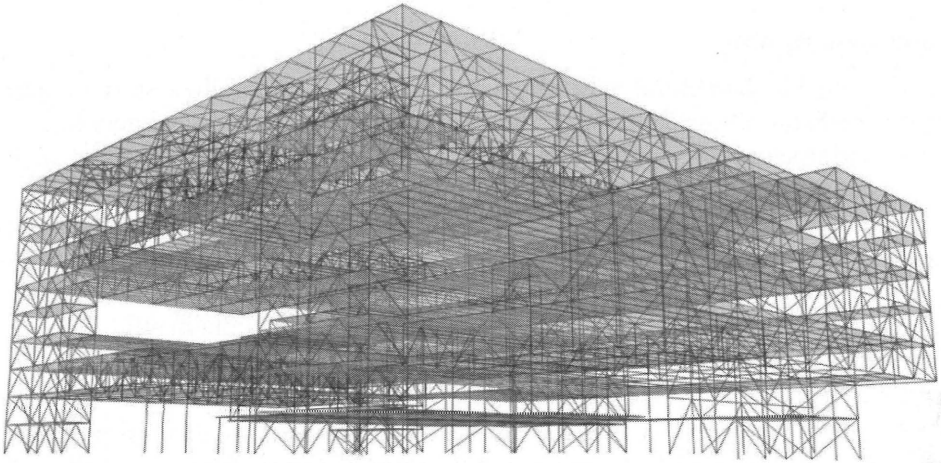


Figura 7. Modelo estructura sobre rasante

ESTRUCTURA BAJO RASANTE

Con el fin de evitar una altura excesiva y de liberar la planta baja en la medida de lo posible, el estacionamiento se entierra completamente. El sistema utilizado en la estructura bajo rasante es de hormigón prefabricado en su mayor parte para optimizar los tiempos de construcción. Se disponen así de columnas y vigas peraltadas en la zona central y losas planas aligeradas en la zona perimetral sobre un sistema de ejes que permite el uso de aparcamiento de vehículos ligeros en los 4 sótanos y que se va perdiendo conforme se asciende en altura. Este sistema está necesariamente complementado por las pantallas a cortante en continuidad con los núcleos y pantallas arriostradas de los niveles sobre rasante.

ESTRUCTURA HORIZONTAL - DIAFRAGMAS RÍGIDOS

La estructura horizontal que conforma cada planta debe garantizar la distribución de las fuerzas sísmicas laterales a los elementos resistentes verticales. Para que un diafragma sea efectivo debe ser suficientemente rígido y resistente y no cualquier sistema estructural es apto en estos casos.

Losas sobre rasante

En los niveles sobre rasante las losas se configuran mediante forjado mixto de chapa colaborante, apoyada en un sistema de estructura metálica formada por correas, vigas principales y celosías trianguladas.

El interje de separación de las correas es de 240cm con una luz tipo de 10m.

Losas bajo rasante

La solución estructural para las losas bajo rasante materializa un diafragma rígido mediante el sistema estructural de losas bidireccionales aligeradas. La zona central se ejecutó en dos fases, mediante la prefabricación de parte de la losa y el posterior hormigonado insitu de la losa superior.

Las zonas perimetrales de las plantas bajo rasante se realizaron con distinta solución estructural, con una solución de losa aligerada bidireccional pero ejecutada completamente in situ. Del mismo modo las losas que configuran las rampas de comunicación se plantean ejecutadas completamente in situ

Cubierta gran sala

Cubierta tipo deck mediante perfiles conformados y chapas plegadas, apoyado en un entramado bidireccional de celosías trianguladas, ajustadas a la geometría de la cubierta.

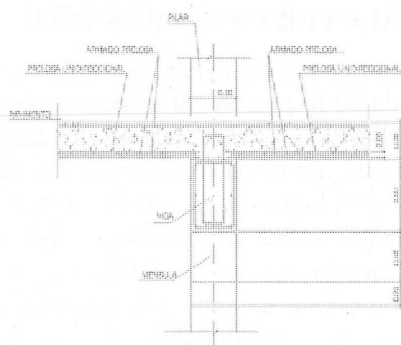


Figura 9. Losa de estructura sobre rasante.

Figura 8. Vigas de estructura bajo rasante

DESARROLLO CONSTRUCTIVO

Durante el desarrollo del planteamiento del sistema estructural y posterior definición del expediente técnico la configuración de la estructura en los niveles sobre rasante sufre diversas modificaciones, adaptaciones a medida que se va definiendo la solución arquitectónica y se concretan diversos requerimientos de la empresa constructora relativos a plazos y costes de ejecución.

Debido a la solución fast-track implementada para el desarrollo del proyecto y la obra, la primera fase de la construcción coordinada con la fase de desarrollo del proyecto es la fase de excavación, contenciones y cimentaciones. Estas fases se desarrollan en paralelo y sin ningún tipo de interferencia entre desarrollo del proyecto y desarrollo de la obra debido a que las alturas de excavación y el perímetro del edificio son los únicos parámetros comunes entre proyecto y obra. La excavación se realiza mediante taludes temporales que posibilitan la ejecución de un sistema de contención mediante pantallas temporalmente ancladas ejecutadas por tramos de unos 4m de altura y 6m de anchura con espesores de 40 cm.

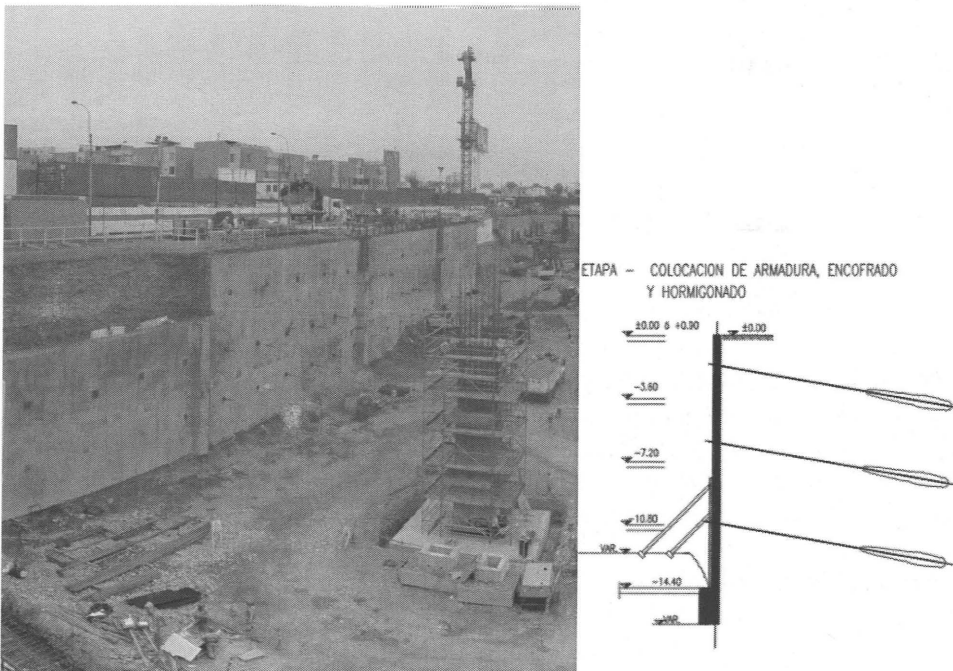


Figura 10. Muro de contención, anclajes temporales

Para la ejecución de cimentaciones ya se requiere un proyecto estructural avanzado que permita estimar las cargas a transmitir al terreno. En esta fase la coordinación de la obra con el proyecto tiene que ser total quedando definidos los ejes estructurales y los arranques de los elementos verticales que conformarán la superestructura. Debido a las indeterminaciones aún existentes a nivel de diseño arquitectónico se opta por diseñar la cimentación con un coeficiente de seguridad mayorado el cual permita admitir posibles cambios de diseño posterior, factor que se mostrará crítico debido al radical cambio en la solución estructural, al pasar de núcleos resistentes sobre rasante de acero laminado a concreto reforzado, alterando por lo tanto la masa del edificio y los modos de vibración del mismo.

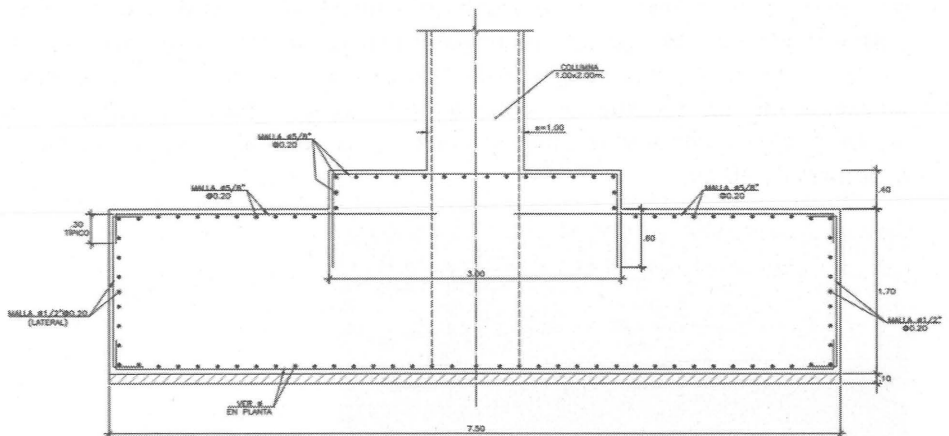


Figura 11. Cimentación pilas centrales

La ejecución de los niveles bajo rasante se desarrolla de manera que las primeras estructuras a ejecutar sean las que afectan únicamente a los niveles bajo rasante. Como se ha comentado los intereses de la estructura bajo rasante son de 8x10 m lo que permite que gran parte de las columnas a ejecutar en estos niveles soterrados no tengan continuidad en la estructura sobre rasante. Por lo tanto la estructura bajo rasante se ejecuta inicialmente partiendo de la zona central del edificio y empleando una solución prefabricada que no tiene continuidad vertical a partir del nivel 0. Esto permite un desarrollo de la obra paralelo al desarrollo del proyecto en estos elementos estructurales ya que se libera la ejecución y el diseño de los núcleos verticales y de los principales puntos de apoyo de la superestructura, ganando tiempo de diseño para el análisis y diseño de esos elementos.



Figura 12. Montaje elementos prefabricados

Una vez ejecutado los niveles bajo rasante, comienza la ejecución de la superestructura metálica y la continuidad vertical de los núcleos de concreto. En esta fase se hace crítico el diseño de las uniones y arranques de la estructura metálica, ya que además de ser un punto crítico en cuanto a los requisitos estructurales debido a la concentración de esfuerzos, es un cuello de botella para la ejecución de la obra y la continuidad de la estructura metálica. En el diseño de estos elementos no se ha producido la coordinación necesaria entre la parte estructural, desarrollada en fase de obra por el ingeniero Raúl Ríos, y la parte arquitectónica, lo que ocasiona interferencias y encuentros conflictivos no previstos, que deberán ser solucionados posteriormente mediante recursos arquitectónicos.

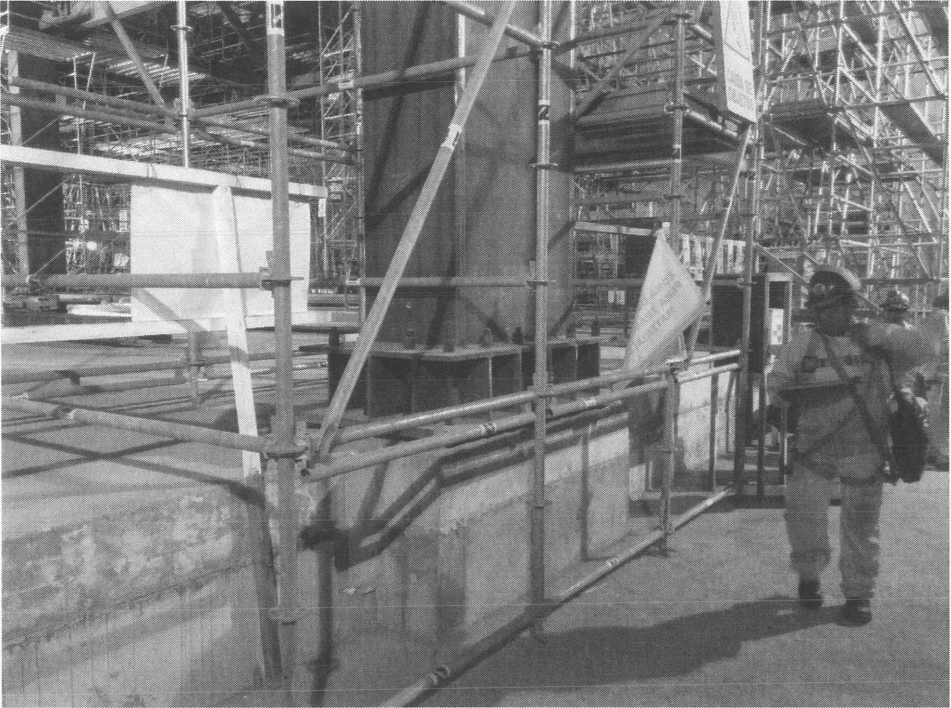


Figura 13. Arranque estructura metálica

La ejecución de la estructura metálica, una vez desarrolladas las uniones y los procesos de ejecución de la misma, es de una gran rapidez. Toda la estructura viene prefabricada de taller y las conexiones se realizan en obra mediante uniones atornilladas (apernadas), haciéndose necesario puntualmente algún proceso de soldadura in situ. Es de destacar que el diseño definitivo de las uniones y de las conexiones no se produjo hasta que no se introdujo en el proceso de diseño y obra al taller metálico, que fue el encargado final de su diseño y análisis definitivo. La gran mayoría de las uniones de las columnas son frontales, mientras que en las uniones de vigas y de celosías existen tanto uniones frontales como uniones laterales. En esta fase queremos destacar el enfoque adoptado por la constructora respecto a los medios auxiliares de montaje de la estructura metálica; frente a una aproximación que tiende a reducir el andamiaje a colocar en obra empleando un conjunto de grúas y medios mecánicos (cestas y grúas móviles), se ha producido una ejecución mediante un complejo sistema de andamiaje, con alturas de unos 50m, que permite el acceso a las uniones de los operarios, posibilitando de esta forma su correcta ejecución. Se implementaron dos grúas móviles de gran tonelaje para el montaje de las piezas mayores y dos grúas torre para el montaje de los elementos metálicos de menor peso.

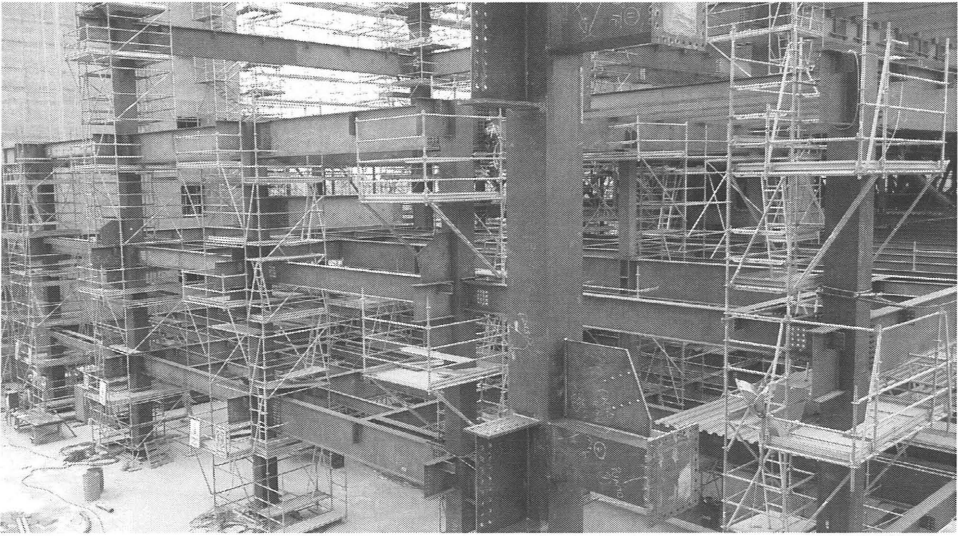


Figura 14. Estructura metálica y medios auxiliares

Copyright

Todos los datos y figuras contenidos en este extracto se han extraído de los documentos de proyecto que redactó el equipo de arquitectura, estructuras e instalaciones de IDOM - ACXT dedicado al proyecto para el Lima Convention Centre y por lo tanto les pertenecen exclusivamente.

Las infografías del LCC y sus alrededores han sido desarrolladas por Poliedro Estudio para el equipo de IDOM - ACXT.

EXPERIENCIA EN LA COORDINACIÓN ENTRE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURAS – EL CASO DEL CRESCENT DEVELOPMENT PROJECT EN BAKÚ, AZERBAYÁN

Teresa González Magallanes¹

Resumen

La experiencia demuestra que en edificación, especialmente en proyectos de gran escala, el desarrollo del proyecto debe ir de la mano de todas y cada una de las disciplinas que intervienen, poniendo en este caso especial énfasis en la coordinación entre estructuras y arquitectura. Una práctica que poco a poco se va implantando en nuestra forma de trabajar, cada vez más necesaria por la internacionalización de la profesión, e imprescindible en proyectos que se desarrollan en fast-track.

Como ejemplo particular, el proyecto del Crescent Development en Azerbayán donde el gran número de especialistas y agentes intervinientes, los condicionantes estructurales y los ajustados plazos hacen que la coordinación del proyecto sea todo un desafío y un reto para alcanzar el éxito del mismo.

INTRODUCCIÓN

En proyectos de gran escala la colaboración entre todas las disciplinas no sólo es necesaria, sino que resulta imprescindible para un desarrollo adecuado de los mismos. Una forma de trabajar que desde mitad del último siglo y este siglo se practica de manera habitual a nivel internacional pero que, en nuestro país, ya sea por la enseñanza o por la figura tradicional del arquitecto, es éste el que tiende a ser el eje sobre el que se elabora el proyecto, asumiendo todas las responsabilidades, entrando las demás disciplinas a formar parte del proyecto en una fase posterior. No obstante, con proyectos cada vez más tecnificados y complejos, con tecnologías cada vez más avanzadas, y el desarrollo de la ingeniería, además de la internacionalización de la arquitectura y los proyectos, esta práctica ha evolucionado, de manera necesaria, y especialmente cuando hablamos de gran escala, hacia un trabajo en equipo entre ingenieros y arquitectos,

¹ Architect in AECOM – gaseret@yahoo.com

donde todos empiezan a trabajar, desde el principio, en la primera fase de concepto y desarrollo del proyecto.

Los arquitectos y los ingenieros han aprendido a trabajar juntos, no en todas partes, ni siempre, pero algunas veces, y esto ha hecho posible algunos edificios de muy buena calidad. También ha cambiado las cosas, y el mensaje se extenderá hasta que ya no sea posible para los arquitectos o los ingenieros no trabajar juntos en equipo (Peter Rice, 1989).

LA NECESARIA COLABORACIÓN ENTRE ARQUITECTOS E INGENIEROS

Antecedentes

Desde que a mediados del siglo XVIII la figura del ingeniero se separa del arquitecto, ambos desarrollan caminos independientes; los nuevos materiales, la industrialización y sistemas estructurales centran los estudios de ingenieros mientras que la arquitectura pasa por una etapa academicista, donde se estudia la historia, los estilos, la proporción y la geometría.

La relación entre ingenieros y arquitectos evoluciona desde esta separación inicial, marcada por el desinterés que la industrialización y nuevos materiales como el hierro generaban en los arquitectos; ejemplos como la Torre Eiffel en París o la Estación de St Pancras en Londres (figuras 1 y 2) eran consideradas como carentes de interés artístico, incluso vulgares debido a la industrialización de los materiales y sistemas de construcción, y su calidad arquitectónica no es reconocida hasta muchos años después.



Figura 1. Torre Eiffel, París (Gustave Eiffel, 1887). Figura 2. St Pancras Station, London (W.H.Barlow y R.M.Ordish, Ingenieros, 1865) Las cualidades arquitectónicas de estas grandes estructuras de acero y vidrio del siglo XIX no fueron reconocidas por los arquitectos de la época.

No obstante, la aparición del hormigón armado y las nuevas formas que genera (figuras 3 y 4) despierta el interés de los arquitectos y genera una revolución en el mundo de la arquitectura por las posibilidades que ofrece el sistema constructivo; es entonces cuando empiezan a forjarse las primeras colaboraciones entre arquitectos e ingenieros.

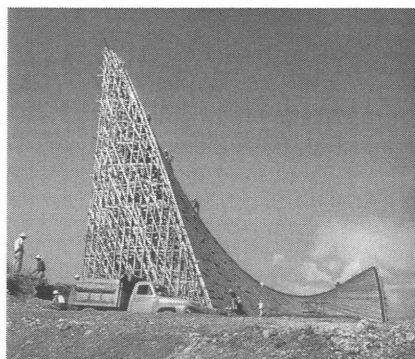
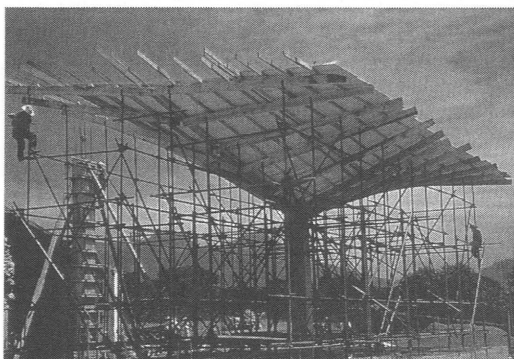


Figura 3. Paraguas (Eduardo Torroja, 1953). Figura 4. Capilla de Nuestra Señora de la Soledad (Félix Candela, 1955). Nuevas formas y posibilidades generadas con el hormigón armado.

El trabajo en equipo

Podría decirse, entonces, que es éste conocimiento de las propiedades y posibilidades de estos nuevos materiales por parte de los ingenieros, así como el interés por las nuevas formas y la exploración de la libertad formal por parte de los arquitectos, el punto de origen de la colaboración entre ambos (figura 5 y 6).

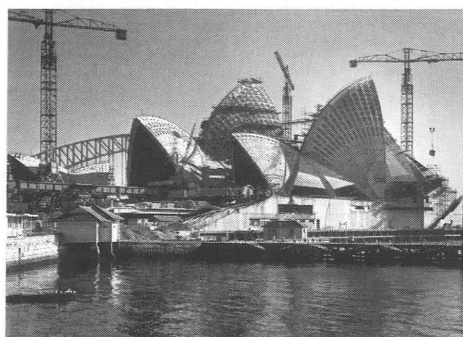


Figura 5. Ópera de Sydney (Jörn Utzon & Ove Arup, 1958-1973). Figura 6. Multihalle en Mannheim (Frei Otto & Ted Happold (1973-1975). Colaboración entre arquitectos e ingenieros desde la fase de diseño.

En este sentido, destacan las figuras de Eduardo Torroja, Ove Arup, Edmund Happold o Jörg Schlaich, ingenieros que han contribuido enormemente a esta relación de respeto y colaboración entre las dos disciplinas, formando parte del proceso de diseño desde el inicio del proyecto, asesorando y formando equipo con los arquitectos en varios de los proyectos más relevantes de la historia de la arquitectura del último siglo.

Las buenas soluciones surgen cuando ambos profesionales conocen su trabajo, se respetan entre ellos y, más importante aún, si el trabajo del ingeniero comienza al principio la fase de concepto y organización del arquitecto. El arquitecto no conseguirá los mejores resultados si lo que demanda al ingeniero es una estructura con unas condiciones de contorno fijadas y limitadas (J. Schaligh, 1991, en una discusión sobre la participación temprana del ingeniero, previo a la definición de los límites del proyecto por parte del arquitecto).

La figura tradicional del arquitecto en España

Es cierto que el desarrollo de la profesión del arquitecto en España, de manera tradicional, consiste generalmente en el desarrollo de un proyecto básico, en el que se establecen las bases y los conceptos generales del proyecto, y no es hasta el proyecto de ejecución donde los ingenieros y demás disciplinas entran a formar parte del proyecto. De este modo, la labor del ingeniero de estructuras se reduce a la verificación y cálculo de las estructuras del proyecto, siendo el arquitecto el que toma todas las decisiones de diseño.

Esta práctica puede ser válida para proyectos sencillos y de pequeña o mediana escala, pero en proyectos singulares, y sobre todo a partir de cierta escala, arquitectos e ingenieros deben formar equipo de manera necesaria desde la fase de concepto.

Ingenierías especializadas como Arup, Buro Happold o Schlaigh, Bergermann und partners a nivel internacional o IDOM, BOMA, o FHECOR, a nivel nacional, y sólo por nombrar algunas, llevan muchos años trabajando en estrecha colaboración con los arquitectos desde el primer momento, asesorando e interviniendo en el proceso de concepto y diseño, formando equipo con ellos y demostrando que, cuando arquitectos e ingenieros trabajan en colaboración desde la fase inicial del proyecto, aumentan las posibilidades y mejora la calidad de los trabajos de manera sustancial.

NUEVAS FORMAS DE TRABAJAR

Proyectos fast-track – flujos de información

Este proceso de coordinación y entendimiento entre arquitectos e ingenieros resulta imprescindible en el caso de proyectos que se desarrollan en fast-track, una práctica cada vez más habitual. En este tipo de proyectos, por determinadas

exigencias, el desarrollo de la fase de diseño se hace de forma paralela a la ejecución, superponiéndose etapas que generalmente se realizan en una secuencia continua, y las decisiones que se toman en obra se coordinan en tiempo real en el proyecto, comprobando su viabilidad y el impacto económico de antemano, lo que genera un importante ahorro en el plazo global de ejecución del proyecto.

En este caso, arquitectos e ingenieros han de formar parte del proyecto desde la fase inicial. Para facilitararlo es necesario una gestión compartida de la información, estableciendo una comunicación bidireccional que permita agilizar los flujos y detectar posibles colisiones y problemas en fase de diseño, ayudados por las tecnologías y sistemas de información. En este sentido, el uso cada vez más extendido de sistemas de información tipo BIM permite hoy día trabajar en esta superposición de fases, disminuyendo riesgos y errores que en fase de obra podrían suponer grandes retrasos (Figura 7).

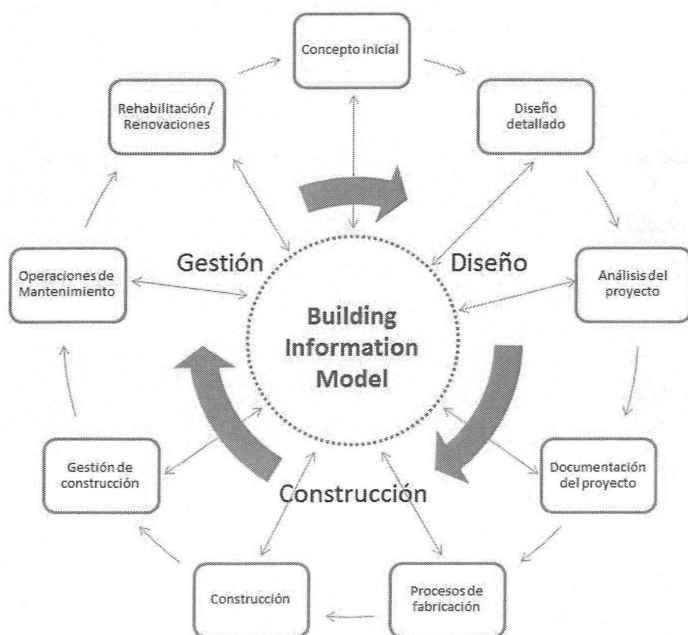


Figura 7. Gráfico de flujos de información en BIM. Cada uno de los intervinientes en el proyecto tiene acceso al modelo donde se centraliza la información, dotando de contenido el mismo y recibiendo la información necesaria para el desarrollo del proyecto.

El caso de AECOM

En este sentido, cada vez hay más empresas que integran dentro de su estructura equipos de todas las disciplinas para el desarrollo de proyectos. En este caso AECOM, una empresa presente en prácticamente todas las geografías,

integra todas las disciplinas y ofrece asistencia técnica y gestión en una gran variedad de mercados. Desde aquí se desarrollan todo tipo de proyectos de manera integral, desde la fase inicial del concepto, hasta la ejecución de la obra y gestión del proyecto, donde todas las disciplinas – arquitectura, estructuras, instalaciones, otras ingenierías – y especialistas de todo tipo trabajan conjuntamente desde el inicio del proyecto, adaptándose e incorporando dentro de su estructura modelos de construcción cada vez más tecnificados y en los que cada vez intervienen más agentes especializados.

CRESCENT DEVELOPMENT PROJECT

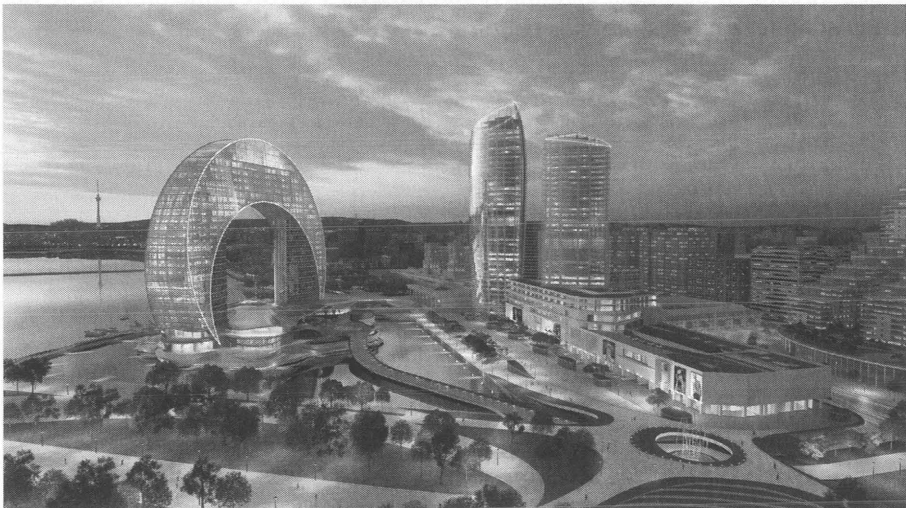


Figura 8. Crescent Development Project en Bakú, Azerbayán (AECOM Madrid, 2015)

Antecedentes

En el año 2012, AECOM comienza a trabajar en el Crescent Development Project (Figura 8), en Bakú, formando parte tanto en el diseño y gestión del proyecto como en gestión de costes y construcción. Un proyecto aún en desarrollo, cuya fecha prevista de finalización es para mediados del 2016.

Este proyecto es un claro ejemplo de gestión integrada y de colaboración entre arquitectura y estructuras. Se trata de un desarrollo urbanístico de 430.000 m² en una zona ganada al mar formado por un complejo comercial, residencial, de oficinas y un hotel de siete estrellas en una isla artificial, que pretende convertir Bakú en un centro de referencia para el negocio y turismo de alto nivel. Un proyecto donde el gran número de especialistas y agentes intervinientes, procedentes de todas partes del mundo, los condicionantes estructurales que determinan el proceso de diseño, así como los ajustados plazos para terminar la

obra que obligan a trabajar en fast track, hacen que la coordinación del proyecto sea todo un desafío y un reto para alcanzar el éxito del mismo.

El proyecto

El Crescent Development Project (CDP) se divide en dos grandes áreas (Figura 9) – Onshore (aproximadamente 310.000 metros cuadrados), que comprende las torres residencial y de oficinas, un pódium con un centro comercial y villas y una zona de aparcamiento bajo la superficie; y el Offshore (120.000 metros cuadrados), que contiene lo que será un hotel de 27 plantas con forma de luna (Crescent), sobre un podium y zonas de sótano que alojan las zonas públicas del hotel, el aparcamiento y las principales zonas de instalaciones del edificio.

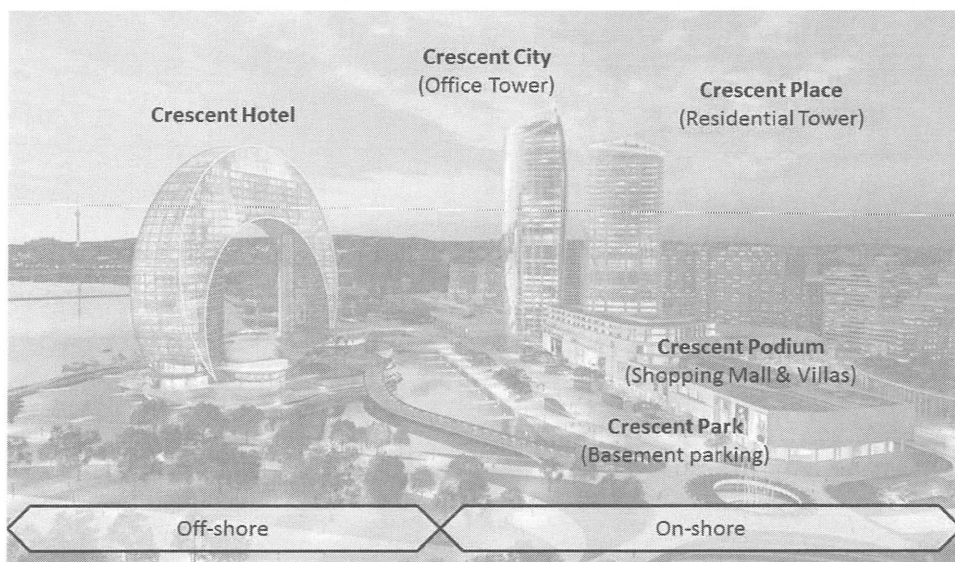


Figura 9. Esquema del CDP (AECOM Madrid, 2015)

Dentro de los múltiples retos a los que se ha enfrentado este proyecto, uno de los principales ha sido que parte de la estructura de onshore así como la cimentación del offshore ya estaban ejecutadas cuando AECOM comienza a trabajar en él. Arquitectos e ingenieros trabajamos mano a mano asegurando la máxima coordinación entre nosotros, entre todos los subconsultores que intervienen en el proyecto, así como con la obra, en un proyecto puramente fast track en el que el diseño y la ejecución de la obra prácticamente se superponen. Cada una de las decisiones de proyecto, desde la ubicación de las salas de instalaciones hasta el tipo de sistema constructivo y materiales a emplear en la torre están directamente ligados a la capacidad portante de la cimentación ejecutada, y todo

esto afecta a la distribución arquitectónica, a la estética del edificio y a su funcionalidad.

Desarrollo del trabajo y flujos de información – El trabajo en BIM

El proceso de diseño desarrolla todos los elementos que se integran dentro de un modelo único de información del edificio, donde todas las disciplinas tienen acceso a los detalles y condicionantes del proyecto, a través de un modelo desarrollado en BIM que aúna la información de ingenieros y arquitectos en un punto central desde el que se coordina todo. De este modo, el diseño se realiza teniendo en cuenta todos estos condicionantes desde el primer momento, tanto estructurales, como previsiones y necesidades de instalaciones, como requisitos y limitaciones fijadas por la arquitectura (Figura 10).

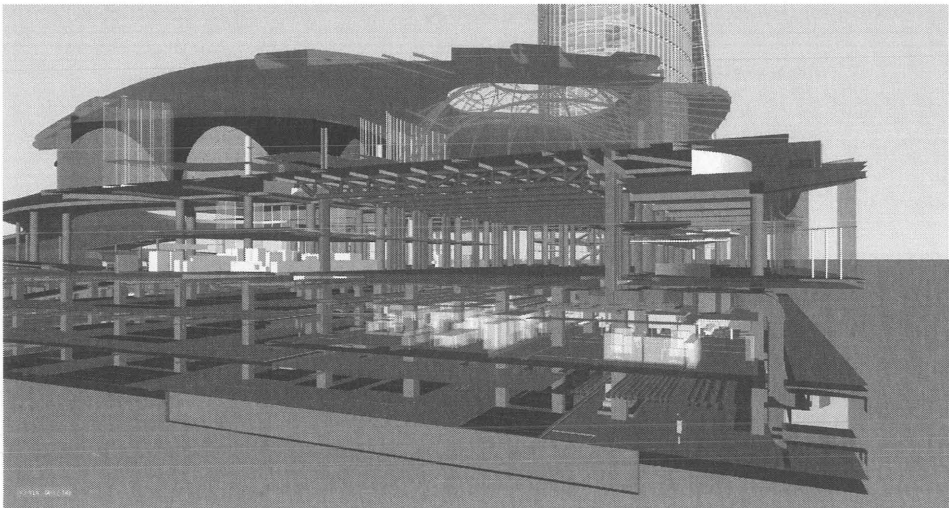


Figura 10. Captura de Naviswork del modelo de coordinación entre estructuras, arquitectura e instalaciones (AECOM Madrid, 2015).

No sólo se trata de un flujo de información compartida, sino que al trabajar mano a mano arquitectos e ingenieros, cada una de las decisiones de proyecto se toman de manera consensuada y conjunta, asegurando de este modo la coordinación entre el equipo de diseño, los subconsultores y el equipo de obra, cuya ejecución se realiza al mismo tiempo para conseguir alcanzar los plazos determinados para la obra (Figura 11).



Figura 11. Estado de las obras del offshore en febrero de 2015 (Skyscrapercity.com). En esta imagen, la obra alcanza el segundo nivel. A fecha de esta publicación, el nivel de obra ha alcanzado el quinto nivel de un total de 27.

CONCLUSIONES

Desde mediados del siglo XX la colaboración de los ingenieros en las fases iniciales del proyecto de arquitectura, trabajando y asesorando a los arquitectos, ha dado como resultado proyectos equilibrados y de gran calidad arquitectónica. En proyectos en los que cada vez más la arquitectura tiende hacia la libertad formal y expresiva, esta colaboración con los ingenieros convierte las ideas en realidad, aprovechando al límite las características de los materiales y las formas.

Del mismo modo, las nuevas tecnologías ayudan enormemente a la centralización y coordinación de la información del proyecto, algo que en proyectos sencillos se hacía de manera prácticamente manual, pero que en proyectos cada vez más tecnificados el uso de las nuevas tecnologías y sistemas de información del edificio se convierte en imprescindible, dado el gran número de especialistas y colaboradores que intervienen en el proyecto de construcción.

El ejemplo del proyecto del Crescent en Bakú es una muestra de cómo el trabajo en equipo, entre ingenieros y arquitectos, así como con la obra y otros subconsultores, se convierte en necesario, para asegurar la coordinación entre todas las partes, evitando sobrecostes y consiguiendo que el proyecto se realice en los plazos estimados.

REFERENCIAS

- AECOM Madrid. 2015. Crescent Development Project in Bakú, Azerbaijan
- Bernabeu Larena, Alejandro. 2006. "Origin of the collaboration between engineers and architects in Great Britain in the thirties" *2nd Congreso Internacional en Historia de la Construcción*. Queen's College, University of Cambridge.
- Bernabeu Larena, Alejandro. 2007. *Estrategias de diseño estructural en la arquitectura contemporánea. El trabajo de Cecil Balmond*. Tesis Doctoral, Departamento de Estructuras de la Edificación. Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad Politécnica de Madrid
- Berger, Horst. 2007. "Structural Forms in Architecture" *Structure Magazine*, November: 37-41. National Council of Structural Engineers Associations (NCSEA).
- Charleson, A.W. and Pirie, S. 2009. "An investigation of structural engineer-architect collaboration." *SESOC Journal* 22, n°1: 97-104. Journal of the Structural Engineering Society New Zealand Inc.
- Fernández Troyano, Leonardo. 2005. "Arquitectos e ingenieros. Historia de una relación." *Revista de Obras Públicas*, Noviembre 3460: 41-54. Madrid, Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Macdonald, Angus J. 2001. *Structure and Architecture*, 2^a Ed. Oxford: Architectural Press.
- Pons Achell, Juan Felipe. 2014. *Introducción a Lean Construction*. Madrid: Fundación Laboral de la Construcción.
- Rice, Peter. 1989. "A celebration of the life and work of Ove Arup." *Royal Society of Arts Journal*, 87, n° 5395: 425-437.

LA PRESENCIA DE LOS SOPORTES EN LA ARQUITECTURA CONTEMPORÁNEA Y LA INFLUENCIA DE SUS CARACTERÍSTICAS COMPOSITIVAS Y ESTRUCTURALES

Guillermo González Sanz¹

Resumen

La estructura resistente siempre ha jugado un papel muy importante en la arquitectura desde sus inicios. En particular, los soportes son elementos imprescindibles que garantizan el soporte estático y su presencia siempre ha sido vital.

A día de hoy el soporte sigue siendo necesario en el conjunto estructural y su existencia en la arquitectura es innegable. Sin embargo, las características compositivas y estructurales de cada proyecto generan una vinculación diferente con el espacio arquitectónico. De este modo, se plantea un análisis de la arquitectura contemporánea que permita discernir las cualidades que aporta la presencia de soportes en relación con cada estrategia proyectual.

INTRODUCCIÓN

El criterio fundamental de diseño estructural durante siglos fue la proporcionalidad de los elementos, bien por la transmisión oral de reglas numéricas, o bien por medio de tratados como el de Vitruvio que sirve de manual de construcción hasta la aparición de las primeras teorías científicas.

Respecto a los soportes son fundamentales los estudios de Leonardo da Vinci acerca del comportamiento de un soporte frente al peso, y la obra de Euler en la que concluye que un soporte puede soportar una compresión hasta un valor límite, lo que hoy llamamos carga crítica de pandeo. Pero a pesar de estas investigaciones, la arquitectura seguía confiando en la proporcionalidad como base de diseño ya que las construcciones con materiales antiguos no presentan pro-

¹ Este trabajo de investigación se desarrolla en el marco de las becas de colaboración curso 2014/2015 convocadas por el MECD, en paralelo con el Máster Universitario Oficial en Estructuras de la Edificación y dentro del departamento de Estructuras y Física de la Edificación de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Universidad Politécnica de Madrid, con Alejandro Bernabeu Larena como tutor del proyecto. E-mail del autor: ggs_guille@hotmail.com

blemas asociados a estos fenómenos y las tensiones de compresión resultantes están muy lejos de llegar a la máxima capacidad resistente del material.

Sin embargo, la utilización generalizada de los materiales nuevos con características resistentes muy elevadas (hormigón armado y acero) unida a los métodos de cálculo conocidos y al perfeccionamiento en los procesos de fabricación, permitió crear piezas de gran esbeltez capaces de asumir compresiones elevadas. Esto provocó que los elementos estructurales perdieran gran parte de la masa destinada a soportar la arquitectura, pudiendo llegar a distinguir perfectamente aquéllos que conforman la estructura resistente de los que delimitan y cierran los espacios, esto es, la diferenciación entre estructura y cerramiento.

Las experiencias llevadas a cabo durante el siglo XX sentaron las bases de la expresión de los soportes en la arquitectura. En primer lugar eliminando su carácter, haciendo desaparecer la tradicional configuración en Basa-Fuste-Capitel e interpretándolos como barras continuas entre suelo y techo. En segundo lugar, exaltando su potencial expresivo y escultórico, configurándose como elementos singulares. En último lugar, se investigó la solución de introducir espacio dentro de los propios soportes, creando la estructura hueca.

Si bien el entendimiento de los soportes en la arquitectura contemporánea es, en gran medida, heredero de las ideas establecidas durante el siglo XX, cada propuesta arquitectónica evidencia resultados diferentes. A continuación se analizan las características más significativas.

CARACTERÍSTICAS DE LOS SOPORTES EN LA ARQUITECTURA CONTEMPORÁNEA

El estudio se organiza estableciendo una clasificación gradual de las características de los soportes. Aunque se definen características concretas y sencillas agrupadas en varios bloques, la realidad es que no es posible el aislamiento de las propiedades singularmente. Siempre se encuentran combinadas y relacionadas entre sí. El orden elegido para la descripción se basa en una secuencia lógica de comprensión y entendimiento. De lo más evidente a lo más profundo.

Formalización

Las propiedades apreciables a primera vista hacen referencia a su formalización y materialidad, reflejando las características primarias más directas. Así se identifica el *material* constituyente como primera aproximación, donde se pueden distinguir el hormigón armado y el acero como los materiales más empleados en la actualidad, la madera y fábrica como materiales históricos y otros materiales menos comunes, como el cartón, por ejemplo.

Otra característica visual sencilla en un primer acercamiento es su geometría, referida a la *forma* de la sección que define su desarrollo. Es decir, como los soportes son elementos fundamentalmente lineales, se puede definir su for-

ma a partir de las características geométricas de su sección. Aquí se diferencian las formas sencillas, las predefinidas, las complejas y las variables.

Complementariamente, la dirección en la que se desarrolla el soporte es su longitud y en su conjunto, sección y longitud, determinan el tamaño del soporte. Pero como el tamaño en general es relativo a la escala, parece más interesante definir la *esbeltez* geométrica como un parámetro de relación proporcional de su longitud entre su anchura, de modo que se pueden clasificar los soportes independientemente de su tamaño real.

La última característica que se trata en relación con su formalización en un primer acercamiento es el tema del *color*. En la arquitectura contemporánea no es habitual el uso del color como elemento de definición, salvo algunas excepciones. Sin embargo es un parámetro más a tener en cuenta puesto que participa de la concepción formal y de su reconocimiento visual. En este caso, se puede clasificar el color como natural, neutro o activo.

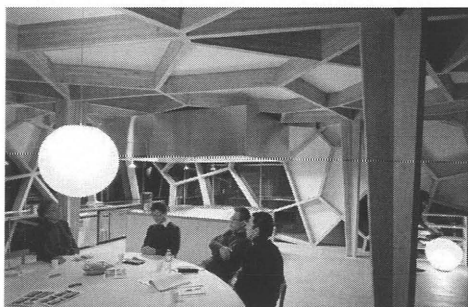


Figura 1. Pabellón Sumika. Toyo Ito
Madera, forma variable, color natural.

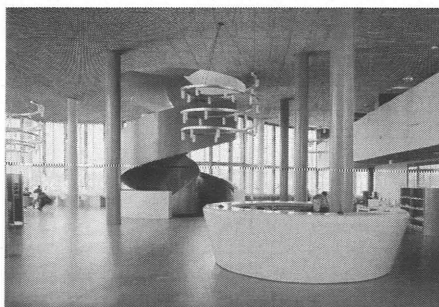


Figura 2. Biblioteca Cottbus. H&M
Forma sencilla, color activo.

Composición

En segundo término, se consideran las características de índole compositiva, que ofrecen una perspectiva general del planteamiento a nivel arquitectónico. De esta manera, el primer tema tratado es la *situación* de los soportes, que puede parecer trivial, pero la determinación de la posición relativa respecto a los límites del conjunto varía sustancialmente la percepción espacial, ya sea en el ámbito interior, en el exterior o en el límite del edificio.

Otro tema es la *disposición* de los elementos, en el que no sólo interviene el soporte como elemento singular, sino que forma parte del planteamiento general del proyecto en toda su extensión. La identificación varía entre la consideración de una retícula geométrica con organización regular, la definición de un orden aleatorio, la disposición con vinculación a otros elementos, la agrupación como una multiplicidad de pequeños elementos, y la generación de un soporte único.

Otro aspecto importante de cara a definir las características compositivas es la *inclinación* de los soportes. Aunque es un tema que tiene gran repercusión con temas específicamente estructurales, presenta también una innegable rela-

ción con la composición espacial. La correspondencia es evidente, o presenta inclinación o es puramente vertical.

Relación

El siguiente apartado se refiere a la relación que se establece entre los soportes con el resto del sistema porque no se puede analizar la estructura independizando los soportes de los demás elementos, sino que forman una respuesta global. La primera característica es la conexión local de los soportes con otros elementos, esto es, cómo se define la *unión*, que puede realizarse a través de un elemento intermedio, como una conexión directa, en continuidad o manifestando la negación de la propia unión.

Y la segunda, hace referencia a la relación global de todo el conjunto. Es lo que se puede definir como *esquema* estructural. Los casos más habituales son el esquema de pórtico, el de losa apoyada, el de sustentación de un cuerpo superior, el entramado o cáscara, y el sistema de acodalado.

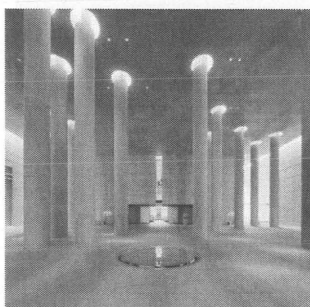


Figura 3. Crematorio Berlín. Shultes Frank. Disposición aleatoria, negación de la unión.

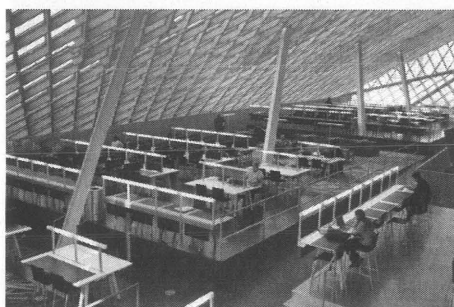


Figura 4. Biblioteca Central de Seattle. OMA. Inclinación, sistema de acodalado.

Requisitos estructurales

Los soportes son elementos que trabajan básicamente a compresión, normalmente excéntrica, y su dimensionado viene determinado por su capacidad de transmitir esos esfuerzos. Uno de los criterios determinantes en el análisis estructural es el *pandeo*, un fenómeno de inestabilidad producido en piezas esbeltas sometidas a compresiones de cierta importancia que se manifiesta en desplazamientos producidos en la dirección transversal a la compresión.

Para analizar este tema se trabaja con la llamada carga crítica de pandeo, basada en las investigaciones de Leonhard Euler, de ahí que en algunos casos se apellide a ciertos valores como “de Euler” (carga crítica, esbeltez, etc.). Este valor depende principalmente de la compresión que recibe, de la rigidez de la pieza, de la longitud total y de las condiciones de contorno. Así que los mecanismos que surgen para controlar este fenómeno están ligados a estos criterios.

Estos son la reducción de la compresión mediante soluciones de construcción ligera y/o disponiendo gran número de soportes, el aumento de la rigidez de la pieza, las condiciones de contorno asociadas al diseño de los nudos y los atados intermedios como vía para acortar la longitud total.

Adicionalmente, los soportes también pueden *colaborar* en la estabilidad general del edificio transmitiendo, total o parcialmente, cargas horizontales, derivadas de la acción del viento o del sismo, si corresponde. En este caso, los procedimientos varían entre considerar los elementos rígidos, la inclinación de los soportes, la triangulación y arriostramiento de los elementos entre sí o la asunción de ser piezas flexibles y no colaborar en el conjunto.

ESTRATEGIAS

El panorama actual de la arquitectura no se caracteriza por el seguimiento de una doctrina, sino que cada arquitecto se identifica con su “firma” personal. Pero esto no quiere decir que la respuesta estructural sea necesariamente constante, sino que para lograr los mismos objetivos, se pueden desarrollar diversos procedimientos.

Además, normalmente, las propuestas no están vinculadas a una estrategia única, sino que son soluciones mixtas que presentan características de varias simultáneamente, contaminándose e interrelacionándose para dar lugar a respuestas híbridas difícilmente catalogables. No obstante, en todo proyecto siempre existe una predominancia de algún aspecto que resulta decisivo y que caracteriza la solución adoptada. Este planteamiento se define a partir de la actitud que el arquitecto presenta y de la sensibilidad ante la integración de la estructura resistente en el proyecto. Esto es, la intencionalidad.

De este modo, se trata de identificar algunas de estas actitudes intentando evitar las particularidades de cada caso concreto para crear una clasificación lo más general y adaptable posible que abarque la mayor parte de respuestas habituales en la arquitectura contemporánea.

Neutralización

La primera estrategia que se identifica tiene que ver con la generación de una estructura aséptica y fácilmente reconocible como tal dentro del panorama arquitectónico actual. Los materiales suelen ser los habituales -hormigón armado y acero- debido a sus cualidades intrínsecas resistentes y a su capacidad por concentrar la masa en dimensiones reducidas.

Las formas que se adoptan son sencillas o predefinidas porque facilita el proceso constructivo con una mayor economía de medios. Y el rango de esbeltez que se maneja se encuentra entre baja o moderada, ya que suele ser la proporción habitual que adquieren los soportes tras el proceso estricto de dimensionado estructural, haciendo todas las comprobaciones de resistencia, deforma-

ción y estabilidad necesarias. Además, el tratamiento del color también es neutro, restando importancia a las posibilidades que esta característica ofrece. Con esto, la formalización queda definida por parámetros básicos y sencillos.

La posición de los soportes se limita al ámbito del propio edificio para evitar una excesiva presencia de la estructura en la definición formal del proyecto. La disposición tiende a la regularidad, ya sea en retícula o con vinculación a algún elemento, reforzando su carácter estático. Así se acentúa una composición que neutraliza la estructura con procedimientos arcaicos, relegando los soportes a un segundo plano de actuación.

Asimismo, la unión local entre elementos se efectúa de manera directa y con esquemas globales conocidos de pórtico o losa apoyada que mantienen las condiciones clásicas de conexión. Esto enfatiza el carácter eminentemente neutro al establecer patrones fácilmente reconocibles o asimilables donde el recorrido de las cargas se puede determinar a primera vista.

Además, los requisitos estructurales parten de criterios evidentes, creando elementos rígidos que solucionen los problemas que se presenten. De este modo, la neutralización también llega hasta las características más técnicas, evitando argumentos que interferirían con procesos formales y limitándose a dimensionar los elementos hasta que el nivel de cumplimiento sea satisfactorio.

Así que con esta estrategia se trata de minimizar el impacto que los soportes suponen en la propuesta arquitectónica a nivel general, intentando reducir sus dimensiones al mínimo posible y relegando su actividad a la mera apariencia en el espacio por necesidad resistente. Además, normalmente suele estar asociada con mecanismos de ocultación de la estructura, de tal manera que su presencia sea mínima y quede integrada con otros elementos constructivos.



Figura 5. Rolex Learning Center. SANAA

Acero, forma sencilla, color neutro, situación interior, retícula, losa apoyada.

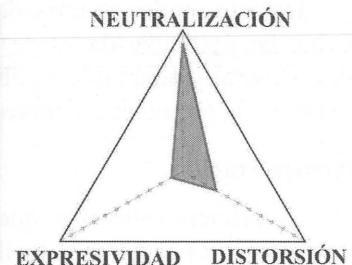


Figura 6. Diagrama de afinidad 1

Expresividad

La segunda estrategia se centra en potenciar la presencia de los soportes por medio de su significación icónica, trabajando artísticamente sus características para otorgar una importancia plástica singular. De este modo, es recurrente el uso de materiales diferentes a los habituales con su apariencia natural, que expresa el valor intrínseco del hecho constructivo. Y si se trabaja con materiales

convencionales, cabe la posibilidad de efectuar una coloración que resalte su atractivo. Además, las formas complejas y/o variables influyen decisivamente en la percepción de los soportes como elementos singulares y expresivos.

La posición suele no ser determinante puesto que las posibilidades se pueden dar en todos los ámbitos. Sin embargo, para generar elementos expresivos e icónicos se recurre a disposiciones de multiplicidad que, como son poco habituales, adquieren una imagen singular. No obstante, también puede aparecer otro tipo de disposiciones como las aleatorias o únicas. Incluso la inclinación de los soportes puede favorecer la expresividad de los mismos, generalmente mayor si están inclinados por la transformación visual del espacio.

Respecto a su conexión, se puede recurrir a la generación de elementos intermedios que formen parte de la idea general del proyecto. A nivel global, si existe un cuerpo superior, los soportes inferiores adquieren gran importancia y capacidad de representación, pero también el propio cuerpo superior, y dependerá de cada caso el dotar de mayor expresividad a uno respecto a otro. Por otro lado, si la conexión entre elementos se realiza en continuidad (tanto en su unión como en su esquema global) el soporte pasa a estar integrado en el sistema estructural y su expresividad se representa por la del conjunto, que normalmente define una imagen expresiva del edificio completo.

Finalmente, las características de los requisitos estructurales no suelen ser determinantes porque ya existen muchos condicionantes formales. Se puede considerar el aumento de rigidez como una parte importante, pero sería más adecuado hablar de optimización de la forma para mejorar su comportamiento estructural. Además, la inclinación puede ser favorecer la expresividad.

Con esto se determina que la formalización es el conjunto de características más relevante de cara a la generación de la expresividad de los soportes. Las características compositivas también acrecientan el entendimiento de sus valores icónicos y representativos, pero apoyándose en la formalización. Sin embargo, respecto a la conexión sólo es fundamental si la estructura formal se presenta en continuidad, caracterizando la propuesta a nivel general. Incluso los requisitos estructurales quedan relegados a un segundo plano, ya que la determinación formal se presenta decisiva y desde el punto de vista estructural sólo se puede optimizar o efectuar ligeras modificaciones, intentando que no se pierda la imagen buscada.

Distorsión

La última estrategia se refiere a la alteración de los esquemas estructurales convencionales en aras de una provocación premeditada y de la puesta en cuestión de los principios establecidos y dados por válidos. En este sentido, la utilización de materiales es indiscriminada ya que se entiende que no existe un material para cada situación, y puede existir una gran variedad de utilización dentro de la misma propuesta.



Figura 7. Crematorio en Kakamigahara. Toyo Ito

Expresividad hormigón, forma compleja y variable, disposición aleatoria, continuidad.

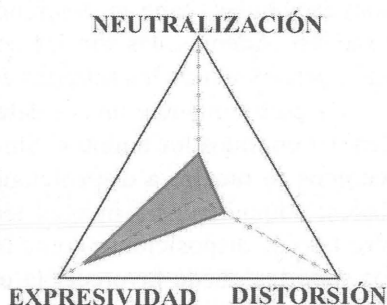


Figura 8. Diagrama de afinidad 2

La forma suele estar determinada por geometrías complejas o variables que no son evidentes, pero también se puede trabajar con formas sencillas o predefinidas dándoles un uso no convencional, poniendo una vez más en crisis las respuestas habituales. La esbeltez de los soportes suele situarse en los límites más inverosímiles posibles, reiterando el cuestionamiento de las proporciones de los soportes, o tratando que no se asocien con elementos estructurales directamente. Además, el color también puede favorecer la alteración de los soportes, resaltando su apariencia o dotándolos de una imagen diferente.

Como ocurre en el caso anterior, la posición de los soportes no es fundamental y la estrategia cubre todas las posibilidades. Respecto a la disposición se define en contraste con la estrategia de neutralización, ya que se busca un orden confuso e irregular, vinculado a las características de lo aleatorio, la multiplicidad y lo único. También la inclinación se suma a estos parámetros, generando una desestabilización de la visión clásica y el dismantelamiento del espacio estático.

Sin lugar a dudas, la conexión local que más importancia tiene en esta estrategia es la negación de la propia unión porque se define una relación dramática entre el soporte y lo soportado en la que no se aprecia cómo es la transmisión de esfuerzos, a pesar de ver los elementos estructurales. Además pueden darse otras características que potencien la percepción no evidente de la conexión. Como esquema global, el acodalado es el que mayor inestabilidad compositiva presenta desde el entendimiento del espacio interior, y el cuerpo superior desde el espacio exterior.

Los mecanismos empleados más profusamente para garantizar la estabilidad de los soportes y evitar el fenómeno del pandeo son la reducción de la compresión, multiplicando el número de elementos y reduciendo su tamaño para crear confusión, y los atados intermedios, que permiten reducir la longitud de pandeo distorsionando la visión de un soporte continuo, así como la generación de elementos flexibles que se triangulan para garantizar la estabilidad necesaria.

De este modo, se puede concluir que la complejidad que manifiesta esta estrategia se puede abordar desde diversos ámbitos y que, partiendo de diferentes características, se consigue una intencionalidad y efecto variable, pero siempre enmarcado dentro de la provocación, alteración o distorsión del orden clásico como punto de partida.



Figura 9. Kunsthall. OMA

Materiales múltiples, formas no habituales, disposición aleatoria.

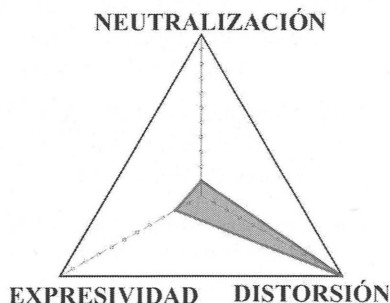


Figura 10. Diagrama de afinidad 3

DISCUSIÓN. DESAPARICIÓN

Partiendo de que la integración conceptual y compositiva de la estructura resistente en la arquitectura contemporánea es un hecho categórico, se plantea ahora si los soportes son la pieza fundamental que justificará el cambio de paradigma dentro de la denominada cultura digital, caracterizada por la crisis de la tectónica tradicional.

Evidentemente, no es posible la construcción física de un objeto arquitectónico sin tener en cuenta el soporte estático que garantice su estabilidad, por lo menos en el mundo tal y como lo conocemos hoy, en el que el efecto de la gravedad es la principal causa de la existencia de la estructura. Incluso bajo la presión que la realidad virtual ejerce sobre la realidad física con la disolución de los límites que las separan, no hemos sido capaces de superar esta contradicción que plantea la sociedad contemporánea.

Si bien los soportes son el último reducto que diferencia drásticamente ambas realidades, es evidente que su desaparición física sería la clave para conectarlas. Sin embargo, como esto parece inviable, la única manera de acercarse a este planteamiento es por medio de la desarticulación del concepto propio de soporte. Se reitera que no es factible la inexistencia de elementos que transmitan las cargas verticales, pero sí existen procedimientos compositivos que propician que los soportes no se entiendan como objetos estructurales propiamente dichos.

En este sentido, aceptando la presencia de los soportes, será la influencia de sus características compositivas y estructurales lo que permitirá, sin la necesidad de tener un carácter dogmático, trascender el hecho constructivo y ser la clave para el desarrollo futuro de la arquitectura.

REFERENCIAS

- Bernabeu Larena, Alejandro. 2007. *Estrategias de diseño estructural en la arquitectura contemporánea. El trabajo de Cecil Balmond*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- Cortés Vázquez de Parga, Juan Antonio. 2003. *Nueva consistencia. Estrategias formales y materiales en la arquitectura de la última década del siglo XX*. Valladolid: Universidad de Valladolid.
- Cortés Vázquez de Parga, Juan Antonio. 2013. *Historia de la retícula en el siglo XX. De la estructura Dom-ino a los comienzos de los años setenta*. Valladolid: Universidad de Valladolid.
- Díaz Segura, Alfonso Luis. 2012. *La disolución del pilar en la arquitectura moderna. Un proemio, siete mecanismos y un epílogo*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia.
- Guardiola Villora, Arianna. 2011. *Evolución histórica del soporte como elemento estructural fundamental en arquitectura*. Artículo docente. Universidad Politécnica de Valencia.
- Heymann, Jaques. 2011. *La ciencia de las estructuras*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.
- Íñiguez, Manuel. 2001. *La columna y el muro. Fragmentos de un diálogo*. Barcelona: Fundación Caja de Arquitectos

PROCEDENCIA DE LAS IMÁGENES

- Figura 1. iwan.com/photo_Sumika_Toyo_Ito.php?plaat=Toyo-Ito-Sumika-9457.jpg [12/04/2015]
- Figura 2. El Croquis N. 129/130
- Figura 3. www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-233240/crematorio-baumschulenweg-shultes-frank-architekten [12/04/2015]
- Figura 4. en.wikipedia.org/wiki/Seattle_Public_Library [12/04/2015]
- Figura 5. El Croquis N. 155
- Figura 6. Elaboración propia.
- Figura 7. El Croquis N.147
- Figura 8. Elaboración propia.
- Figura 9. www.oma.eu/projects/1992/kunsthal/ [12/04/2015]
- Figura 10. Elaboración propia.

PROYECTO “FLOR DE LOTO”: PROPUESTA DE EDIFICIO ABIERTO POLIVALENTE PARA EL ÁREA RECREATIVA DEL PALACIO DE FERIAS Y EXPOSICIONES DE LUGO

Laura Gonzalo Calderón¹

Resumen

En 1957 se construye en México el restaurante “Los Manantiales”, proyectado por Félix Candela. Se sitúa en Xochimilco, importante lugar de peregrinación. Propuso construir un edificio similar a una flor de loto, con la intersección de cuatro paraboloides hiperbólicos, y que pareciese flotar sobre el río, integrándose en el paisaje y recordando las romerías que allí se realizan.

Candela había trabajado ya en otras ocasiones con paraboloides hiperbólicos, de distintas formas, y desarrolló la denominada “teoría de membrana” para su análisis. Utilizó siempre láminas de hormigón armado de espesor variable.

Esta propuesta plantea cómo se resolvería un edificio similar con una estructura de madera, a partir del estudio de sus características geométricas.

INTRODUCCIÓN

El proyecto “Flor de Loto” se realiza dentro del Máster en Ingeniería de la Madera Estructural impartido por la Universidad de Santiago de Compostela en el Campus de Lugo. Se trata del ejercicio presentado como Proyecto Fin de Máster en junio de 2014. Fue galardonado con el premio al mejor proyecto en el acto de clausura presidido por el rector de la USC.

El ejercicio consiste en la realización de un espacio abierto cubierto para actos y espectáculos variados, mediante una estructura de madera. La necesidad de cubrir una superficie de más de 1500 m² y la decisión de utilizar la geometría planteada en el edificio de Candela, lleva a un diámetro exterior de casi 39 metros, con altura de 9 metros en la clave y 14 en los puntos altos del perímetro.

La ejecución de esta estructura en la realidad precisaría de un estudio más detallado de su funcionamiento estructural, y de numerosos ensayos de los materiales. Esta propuesta se centra en el estudio de la geometría y su materializa-

¹ Ligna Oficina Técnica, laura@ligna.es

ción mediante elementos de madera, poniendo las bases de esa hipotética ejecución.

LA GEOMETRÍA, ORIGEN DE LA REFLEXIÓN ESTRUCTURAL

El paraboloide es la superficie formada por la traslación de una familia de parábolas paralelas al plano XZ a lo largo de otra familia de parábolas paralelas al plano XY. Las parábolas pueden tener la curvatura del mismo signo o de signo contrario. En el primer caso, resulta que una sección por cualquier plano paralelo a XY es una elipse (o una circunferencia, en el caso particular de que las parábolas sean iguales), por lo que obtendríamos un paraboloide elíptico, mientras que cuando la curvatura tiene signo contrario hablamos de paraboloides hiperbólicos, en los que dicha sección es una hipérbola.

Estructuras basadas en paraboloides se han utilizado en la arquitectura a partir del siglo XX, como resultado de su análisis matemático y el desarrollo de la llamada “ecuación general de la membrana”, que permite obtener las tensiones en cada punto mediante su proyección en un plano y el planteamiento del equilibrio.

El paraboloide hiperbólico posee dos cualidades fundamentales: Por un lado, al cambiar sus ejes se transforma en un superficie reglada, es decir, que sus secciones por planos paralelos a ellos resultan ser líneas rectas. Por otro, cumple la condición de las estructuras tensadas, que exigen que la superficie tenga curvaturas de distinto signo. La primera cualidad ha permitido, por ejemplo, la construcción de láminas de hormigón, ya que los encofrados pueden realizarse a partir de tablas rectas. La segunda, permite resolver estas estructuras mediante cantos muy reducidos, inviables en otro tipo de soluciones.

Gran parte de los desarrollos teóricos y de su aplicación práctica se debe al arquitecto Félix Candela, que llevó los paraboloides hiperbólicos de hormigón armado hasta sus límites. De hecho, este proyecto se inspira en una de sus obras, el restaurante “Los Manantiales”, construido en México en 1957.

El primer paso para analizar la geometría es encontrar el paraboloide matriz de los ocho gajos que la forman. Las directrices no son perpendiculares entre sí, ni paralelas a los planos de corte entre gajos, pues si lo fueran dicha unión no podría ser una parábola. A partir de los puntos deseados de paso y la necesidad de lograr una clave horizontal, se halla dicho paraboloide matriz, al que se le aplican una serie de cortes por planos, dando lugar a la forma buscada.



Figura 1. Restaurante Los Manantiales, Xochimilco (Duque, 2011)

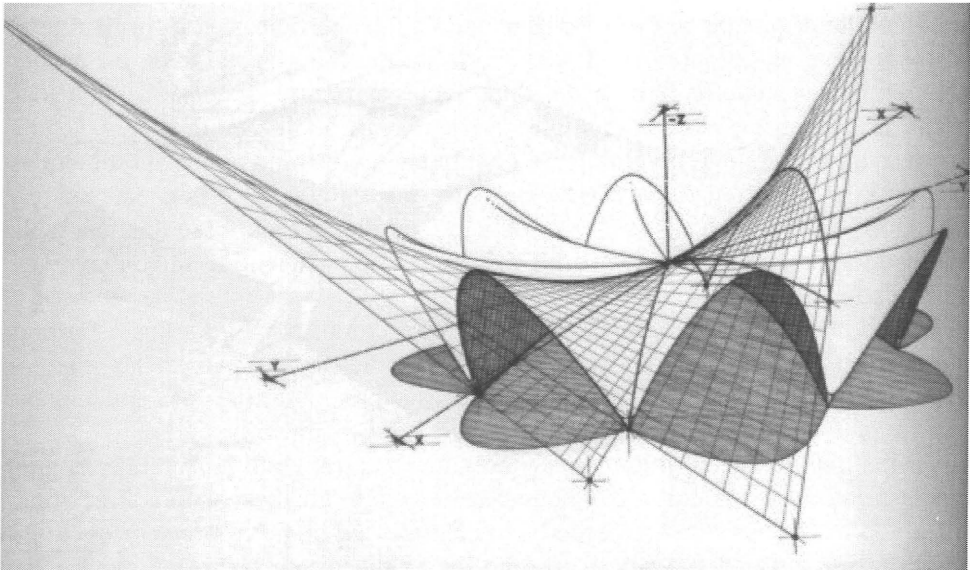


Figura 2. Esquema geométrico del restaurante Los Manantiales (Duque, 2011)

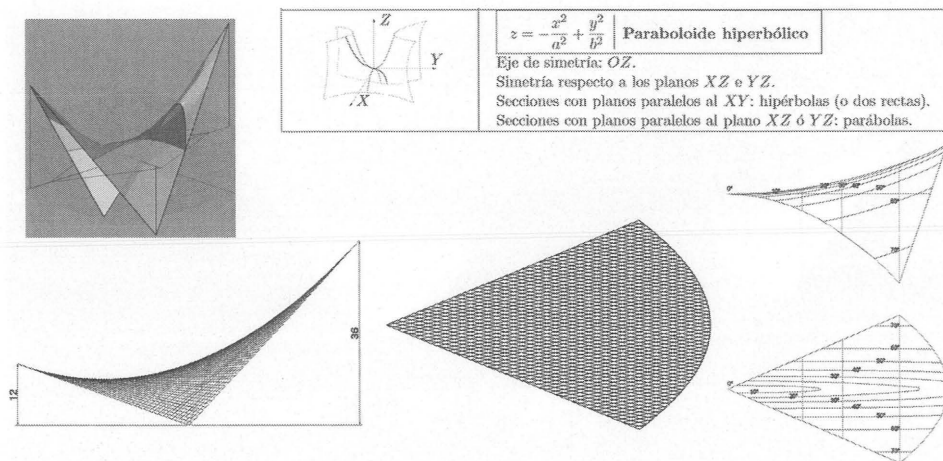


Figura 3. Obtención de la geometría

IMPLICACIONES DEL TRABAJO CON MADERA

La posibilidad de entender este tipo de geometrías como superficies regladas facilita su ejecución con hormigón armado. El encofrado puede realizarse mediante tablas rectas que se van adaptando a la superficie, de tal forma que el acabado final es continuo. Esta característica llevó a plantearse en un primer momento una solución a base de vigas rectas de cierta dimensión colocadas sobre las directrices del paraboloido. Sin embargo, lo que en la superficie son rectas, cuando adquieren volumen se convierten en realidad en piezas sometidas a un ligero alabeo en torno a ese eje recto. Por ello, se optó por plantear una solución basada en piezas de canto reducido, partiendo de la base que una tabla de madera puede ser alabeada con facilidad, en especial cuando su contenido de humedad es elevado.

La doble curvatura rigidiza el sistema estructural, por lo que los espesores pueden ser inferiores a los de otro tipo de geometrías que salven las mismas luces. Además, el sistema de barras cruzadas supone múltiples triangulaciones, por lo que el grado de arriostramiento del conjunto es muy alto.

Mientras que el hormigón armado es un material continuo vertido in situ, una estructura de madera se compone de piezas individuales con una direccionalidad clara. El proceso de ejecución y montaje, así como el transporte, condiciona la solución adoptada y el tamaño de las piezas, de tal forma que parece lógico apostar por la preparación de elementos de unas ciertas dimensiones en taller, que se ensamblen en la obra. Determinar cómo son estos elementos y las relaciones entre ellos es clave para reducir la necesidad de medios auxiliares de apoyo y controlar el orden en la ejecución, así como las tolerancias dimensionales.

Por motivos de proximidad y abundancia de la materia prima, se propone la utilización de madera de *Pinus Pinaster*, si bien podrían utilizarse otros tipos de pino, u otras especies, como el castaño.

La estructura se colocará a la intemperie, aunque protegida, por lo que deberá estar tratada para clase de uso 3.1, según las definiciones del CTE DB SE-M y de la UNE-EN 335. Se trata de una madera con baja proporción de duramen respecto a la albura. Si bien el duramen tiene un mejor comportamiento en general en todas las especies frente a ataques de agentes xilófagos, hay algunos agentes, como las termitas, contra los que esta durabilidad natural es insuficiente. Por ello, en este caso, se aprovecha la buena impregnabilidad de la albura para proteger toda la estructura, con un nivel de penetración NP2, según el punto 3.2.1.3 del DB SE-M y la norma UNE EN 351-1. Se aplicará en autoclave un protector en disolvente orgánico, preventivo de fondo, y un lasur pigmentado en obra de protección frente a la fotodegradación.

Se utilizará madera laminada en arcos GL24h, y maciza en tablas C24, de calidad ME-1, según las clases resistentes asignadas a esta especie en la norma UNE-EN 1912, con los valores recogidos en UNE-EN 14080 y UNE-EN 338 respectivamente. Los elementos metálicos y tornillería serán de acero inoxidable.

EL PROCESO DE MONTAJE, DETERMINANTE DE LA SOLUCIÓN

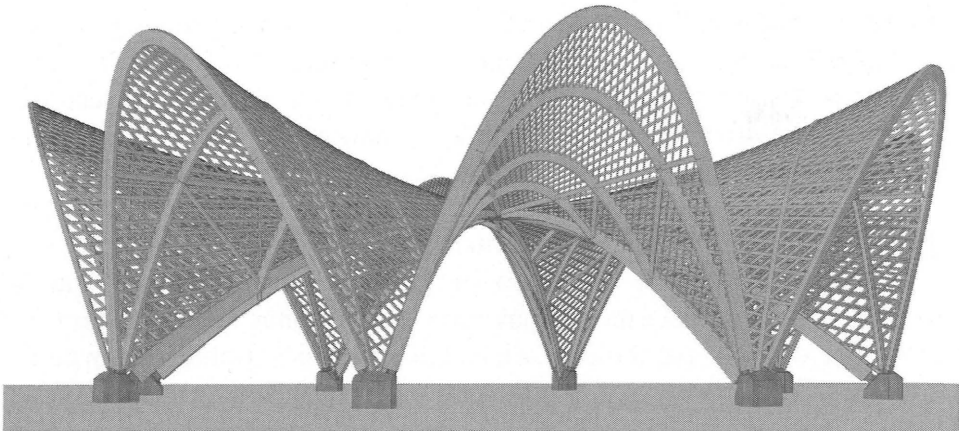


Figura 4. Vista general de la estructura

Estructura principal

La estructura está compuesta por ocho “gajos”, que se apoyan en cuatro “arcos principales”, que cubren una luz de 39 metros y alcanzan una altura de 9. Su cimentación deberá hacer frente a los esfuerzos proceden-

tes de toda la estructura, cuya componente horizontal será importante, y tendrá en cuenta en particular las combinaciones de cargas en las que predomina la succión del viento, pues su peso deberá contrarrestarla.

El apoyo de los arcos en la cimentación será una unión articulada. En la parte superior, se unirán entre sí mediante un elemento circular metálico a modo de clave común, por lo que en realidad se tratará de ocho semiarcos que podrán ser así transportados hasta la obra. Su forma es parabólica, debido a su procedencia de un corte vertical del paraboloide, y su canto variable, para poder recoger adecuadamente los arcos secundarios.

Cada uno de los gajos consta de una serie de arcos parabólicos verticales colocados en el plano perpendicular a su propio eje de simetría. Los llamaremos "arcos secundarios". Tienen todos la misma forma, ya que recordemos que el paraboloide se crea a partir de la traslación de una parábola a través de otra. Tendrán, eso sí, distinta altura, debido a que limitan inferiormente con los arcos principales. Se dispondrá además otro arco de borde, similar a los anteriores, pero situado en un plano inclinado que forma 70° con la horizontal.

En un primer momento, se colocará únicamente la parte de los arcos secundarios que llega hasta la altura de la clave de los arcos principales, a la vez que una serie de piezas horizontales a dicha altura, e inclinadas entre arcos. De esta forma, se crea sobre cada semiarco principal un par de celosías formadas por la parte baja de los arcos secundarios y el sistema de arriostramiento, que pueden ser ejecutadas a pie de obra, resultan fácilmente estabilizables mediante medios auxiliares, y que a su vez permiten el montaje sobre ellas del resto de la estructura.

La parte alta de los arcos se comporta como una serie de arcos biarticulados a partir de los puntos fijos anteriores.

Una particularidad de la madera laminada en piezas curvas es que la curvatura condiciona el espesor máximo de las láminas que la componen. Por tratarse de arcos parabólicos, dicha curvatura es variable a lo largo de los arcos, y máxima en su punto más alto. A partir de la clase resistente de las piezas y de las láminas que las componen se puede hallar el valor mínimo de resistencia a flexión de los empalmes por unión dentada de las láminas, y a partir de éste el radio de curvatura mínimo para cada grosor de lámina. Como consecuencia de este cálculo, tanto los arcos principales como la parte baja de los secundarios (hasta la cota de 9 m) se pueden fabricar con láminas de 33 mm, mientras que la parte alta necesitará laminado de 11 mm.

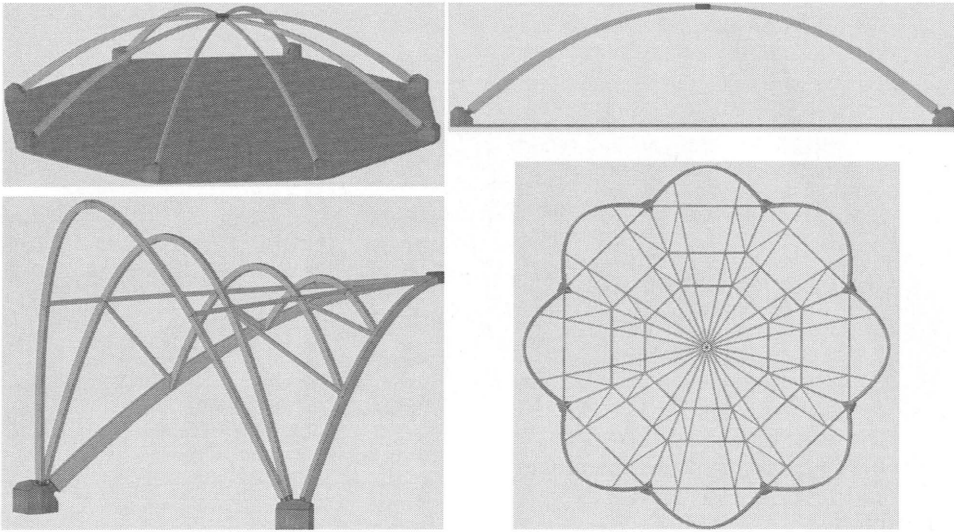


Figura 5. Estructura principal

Los “cascarones”

Sobre los arcos se colocan lo que llamaremos “cascarones”, elementos superficiales alabeados que pueden ejecutarse en el suelo, incluso parcialmente en taller, y que suponen un empujamiento de piezas en dos direcciones que se adapta a la forma del paraboloide. Se colocarán una serie de tablas de 10 cm de ancho y 33 mm de espesor, siguiendo la cuadrícula establecida, con tres capas en cada una de las direcciones, que quedarán alternadas con las de la otra dirección, y se unirán en cada nudo mediante un perno. El mallado es constante en planta, siguiendo las directrices rectas de formación de la superficie reglada. Los nudos distan entre sí 61'3 cm, lo que deja las líneas a una distancia de 24'4 cm; esto siempre medido en proyección, por lo que corresponderá con las distancias mínimas reales entre los elementos.

Si bien estas líneas son rectas, para adaptarse a la forma del paraboloide es necesario un cierto alabeo de las piezas respecto a su eje longitudinal. En el caso más desfavorable, que se da en las líneas que parten de la clave y son por tanto horizontales, dicho alabeo es de 1'8° por metro de longitud. Es éste el motivo por el que estas piezas se forman por superposición de tablas, de tal forma que el alabeo puede realizarse en el propio montaje, humedeciendo previamente las tablas.

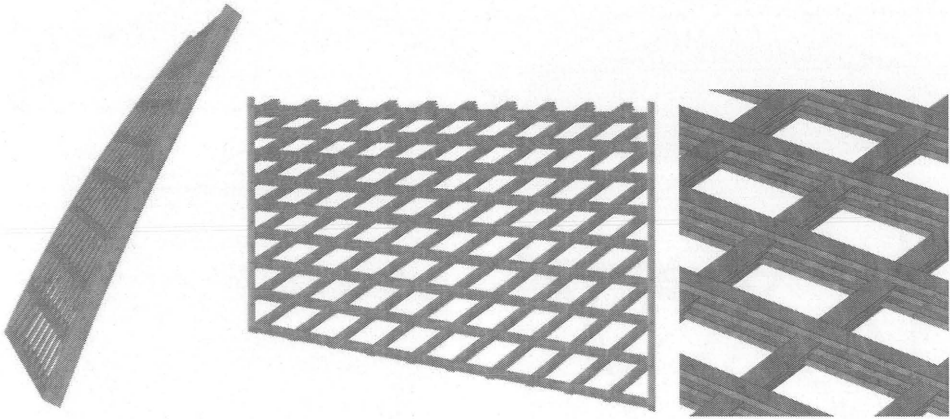


Figura 6. Modelización de los cascarones

Cubrición

La cobertura se realiza mediante un entablado de pequeño espesor, que se va adaptando al alabeo de la superficie, y con chapa de zinc, cuya colocación seguirá el paralelismo a los arcos secundarios; de esta manera, todas las chapas serán iguales, formando parábolas, cada vez más cortas según nos aproximamos al centro, que se solaparán a favor de la pendiente hacia el mismo. Sobre los arcos principales se dispondrá, también de zinc, el canalón de recogida de pluviales.

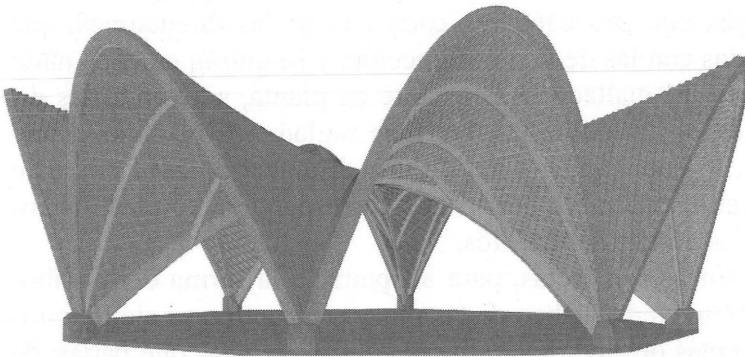


Figura 7. Estructura completa con cubrición

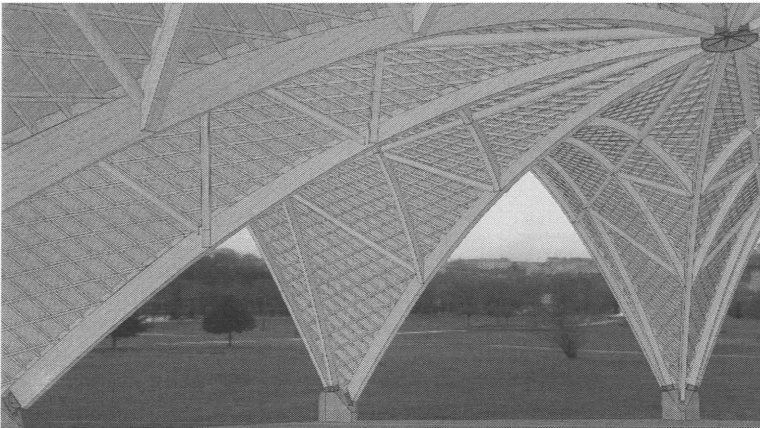


Figura 8. Vista del interior con el río Miño al fondo

MODELIZADO, ANÁLISIS Y CÁLCULO

El modelizado de la estructura se ha realizado mediante el programa informático Cadwork, a partir de esquemas en Autocad y Rhinoceros. En el desarrollo de este tipo de proyectos cobra especial importancia utilizar los modelos en 3d para comprender la geometría y su relevancia en el comportamiento estructural, así como en la configuración de las uniones y en cómo llegan unas piezas al encuentro con otras. Por ello, el modelo no es una forma de “enseñar” la propuesta, sino una herramienta de trabajo sobre la que hay que volver constantemente.

En este caso en particular, tratándose de un ejercicio académico, no tiene sentido realizar un modelo que incluya todos los elementos, ya que la utilización de piezas curvas y alabeadas supone un uso de recursos superior al aportado por un ordenador convencional, si se pretenden tiempos de procesado razonables. Por ello se ha realizado un modelo general y detalles parciales. Otro caso sería el desarrollo del proyecto para su construcción, pues este tipo de programas permite preparar todas las piezas para su mecanizado mediante máquinas de control numérico, por lo que el modelo debería ser completo y perfecto.

En cuanto al análisis de la estructura y la determinación de las dimensiones de las piezas, se ha realizado mediante el programa Robot Structural Analysis. En un primer momento, se estudió un modelo sencillo para conocer el funcionamiento estructural. Esto permitió, por ejemplo, saber cómo se deforma la estructura, o puso en relieve la importancia del corte del paraboloide a 70° , puesto que si hubiera sido recto se habrían concen-

trado tensiones en esta zona, y de esta manera el vuelo actúa como contrapeso.

La existencia de los arcos principales permite que, una vez comprobados éstos, sea suficiente con determinar la situación de cargas más desfavorable para los ocho “gajos” y partir de ella para definir el resto de elementos. Además, el dimensionado de los citados arcos viene más determinado por las soluciones constructivas de los encuentros que por las cargas a las que se ven sometidos.

En la definición de las cargas, de acuerdo con el CTE DB SE-AE, cobra especial importancia, de nuevo, la geometría. Conociendo de cada punto de intersección entre dos parábolas la pendiente debida a su situación en cada una de ellas, mediante una simple relación trigonométrica se puede conocer la máxima pendiente para dicho punto, y dibujar así unas líneas de puntos de igual pendiente sobre la superficie. Esto es relativamente sencillo si partimos de que en realidad cada familia de parábolas es siempre la misma parábola que se desplaza, y permite crear regiones en las que aplicar los distintos coeficientes propios de las cargas de nieve y viento.

En cuanto al cálculo del entramado de tablas y sus uniones, basta con localizar las zonas más desfavorables y comprobar su funcionamiento, teniendo en cuenta unas condiciones de contorno adecuadas.

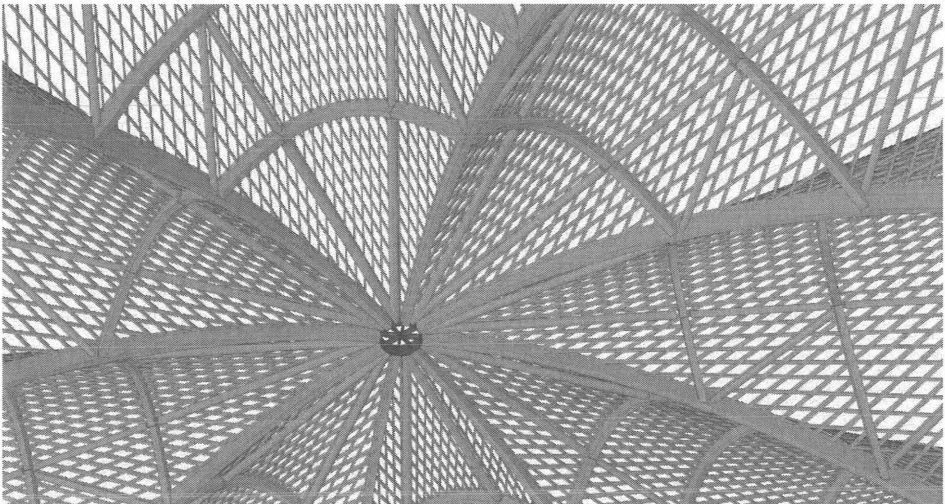


Figura 9. Vista interior

CONCLUSIONES

- Para la ejecución de una estructura en madera similar a “Los Manantiales” de Candela es necesario conocer las implicaciones de la utilización de piezas de comportamiento unidireccional frente a un material continuo, así como las propiedades intrínsecas de la madera.
- El estudio de la geometría resulta esencial para determinar cuál es la mejor solución estructural y proceder a su análisis.
- La imposibilidad técnica de analizar la estructura completa determina la búsqueda de simplificaciones y estudios parciales, desde el conocimiento general de su funcionamiento.
- Otro aspecto a tener en cuenta es el proceso de ejecución de la obra, dónde y cómo se montan las piezas, y cuál es su tamaño máximo para ser transportadas.

REFERENCIAS

Duque, Karina. 2011. "Clásicos de Arquitectura: Restaurante Los Manantiales / Félix Candela" 29 May 2014. *Plataforma Arquitectura*. Accedido el 2 Abr 2015. <<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-95859/clasicos-de-arquitectura-restaurante-los-manantiales-felix-candela>>

Quintas Ripoll, Valentín. 1996. “Estructuras espaciales en edificación. Análisis y cálculo.” Madrid: Editorial Rueda.

Normativa técnica: CTE SE-AE, CTE SE-M, UNE-EN 13556, UNE-EN 1912, UNE-EN 56544, UNE-EN 338, UNE-EN 14080, UNE-EN 335-1, UNE-EN 350-2, UNE-EN 351-1.

LA RELACIÓN ENTRE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA EN DOS PROYECTOS SINGULARES: COLEGIO MAYOR FARO Y AMPLIACIÓN DEL CENTRO COMERCIAL BARICENTRO

Javier Muñoz Galán¹

Resumen

La estructura ha sido la principal herramienta con la que se ha organizado la respuesta arquitectónica a los requisitos programáticos de ambos edificios. La coherencia entre estructura y programa desde el comienzo de los proyectos ha facilitado el dimensionado y la definición constructiva. Se ha logrado así una unión indisociable entre arquitectura y estructura. Asimismo, se han introducido soluciones estructurales no convencionales, con un orden *informal*, en la línea de pensamiento de Cecil Balmond, que plantean órdenes fractales, no lineales e irregulares que enriquecen el espacio arquitectónico. La concepción espacial y la solución estructural presente en ambos edificios están íntimamente ligadas: las cualidades geométricas que definen los espacios están informadas por los requisitos estructurales.

COLEGIO MAYOR FARO

El edificio y su entorno urbano

El edificio se encuentra en la Plaza de Cristo Rey de Madrid y ha comenzado a construirse en febrero de 2015. Se sitúa en una parcela clave como hito y puerta de acceso a la Ciudad Universitaria y remata una manzana relevante de la ciudad.

Su inserción en la trama urbana viene regulada por una figura de planeamiento específico, en concreto, la Ficha de Desarrollo y Ordenación Específica DOE 039/01 del Ámbito de Actuación A.O.E.00.07. Ciudad Universitaria. En ella se delimitan unas condiciones de volumen y forma que establecen un número máximo de VII alturas, una altura máxima de cornisa de 24,5 m., un área de movimiento que prevé una franja ajardinada hacia la Av. de Reyes Católicos y hacia la Plaza de Cristo Rey, y unas áreas de cesión para regularizar el viario.

¹ AQT Gestión de Proyectos Urbanos (Arquitecto), jmunoz@grupoaqt.es

El programa y su organización volumétrica

Se propone un programa de Colegio Mayor como mejor uso para este Equipamiento Singular. Esto incluye 142 habitaciones dobles, 66 habitaciones individuales, 8 habitaciones adaptadas, salas de estudio y formación, zona de administración, comedor, cocina, gimnasio, sala de juegos, y aparcamiento al servicio de los usos.

La parcela de forma triangular, la limitación del número de alturas, una separación razonable hacia el predio colindante, el extenso programa, y las necesidades de iluminación y ventilación del uso residencial conducen inexorablemente hacia un volumen muy compacto con una planta en forma de A.

De la misma manera que en la Casa do Brasil, situada a escasos 400 m. del proyecto, se toma la determinación de no volcar habitaciones hacia la Av. de Reyes Católicos, que no es más que el final de la autopista A-6, para evitar el ruido que genera el intenso tráfico, y, en este caso también, para evitar la calurosa orientación oeste.

Se adopta así la estrategia de volcar las habitaciones dobles hacia los espacios mayores (la C/Isaac Peral hacia el este y el patio exterior hacia el sur) y las habitaciones individuales hacia el patio interior, de menores dimensiones.

Aparte de una correcta distribución del programa, el edificio surge desde el inicio con la premisa de resolver el frente urbano hacia la plaza con la respuesta singular que el propio planeamiento solicita. La solución clásica para resolver un chaflán en ángulo agudo hacia una plaza suele ser rematar la esquina con una pequeña torre de mayor altura y situar en este lugar de la planta algún espacio privilegiado del edificio.

Sin embargo, en este edificio se da la siguiente serie de circunstancias: no se permite aumentar el nº de alturas para realizar una torre; el frente hacia la plaza es realmente estrecho comparado con el resto de parcelas; tiene asimismo orientación norte, menos indicada para el uso residencial; el programa comprende una serie de habitaciones en la que no hay espacios de mayor jerarquía que otros, y; la escala de la plaza es realmente grande, es más una inmensa rotonda de tráfico que una plaza propiamente dicha, hacia ella vuelcan cuatro torres de XII, XV y XIX alturas, y un hospital de VIII, pero de gran volumen.

El proyecto, por tanto, tiene como desafío responder a la gran escala de la plaza y realizar la transición hacia la menor escala de la ciudad universitaria, contando para ello con un frente y volumen pequeños.

Nace así la estrategia del proyecto: enfatizar la esquina haciéndola desaparecer. En vez de sumar volumen con una torre para remarcar la intersección de las dos crujías en el chaflán, se sustrae volumen para que las crujías no se toquen y se crucen una por encima de la otra. De esta manera se genera un vacío que supera la escala de los espacios interiores del programa seriado residencial y responde a la escala urbana de la plaza. Este juego de volúmenes abre el patio interior de parcela a la calle, desde donde queda incorporado visualmente, con-

virtiendo así todo el edificio en espacio exterior. Bajo los volúmenes de entrada al edificio se genera una verdadera plaza urbana con escala humana. Asimismo, la operación mejora la ventilación e iluminación de las habitaciones del patio.

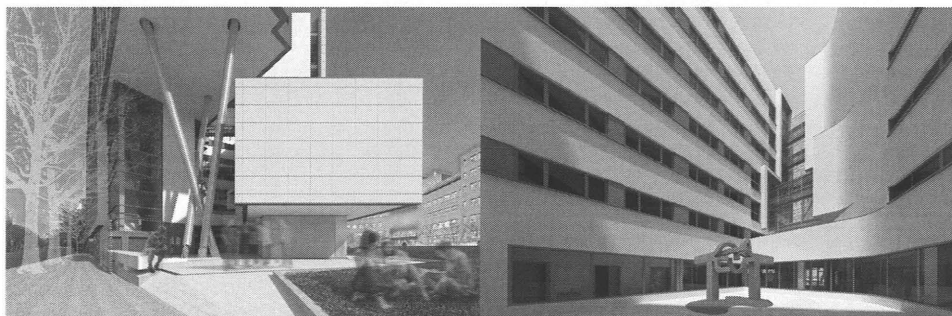


Figura 1. Vista de los volúmenes hacia la plaza y vista desde el patio interior



Figura 2. Vista de la plaza generada por el vaciado del volumen y vista de los miradores hacia la Ciudad Universitaria

La estructura como herramienta organizadora del programa

La estructura es la herramienta con la que se puede organizar el programa en base a los requisitos y las decisiones descritas en el punto anterior. En este caso, con un programa repetitivo y un volumen regular y compacto, se opta por una estructura porticada ortogonal que permita resolver tanto el programa residencial como el de aparcamiento. Así, el estudio de *los parámetros de una estructura porticada* es la herramienta que permite dibujar el edificio y organizar el programa en cada uno de sus usos y en la transición entre ellos. Estos parámetros, geométricos y mecánicos, son, entre otros: la distribución de los pórticos, la dirección de los principales, la posición de los pilares respecto de las

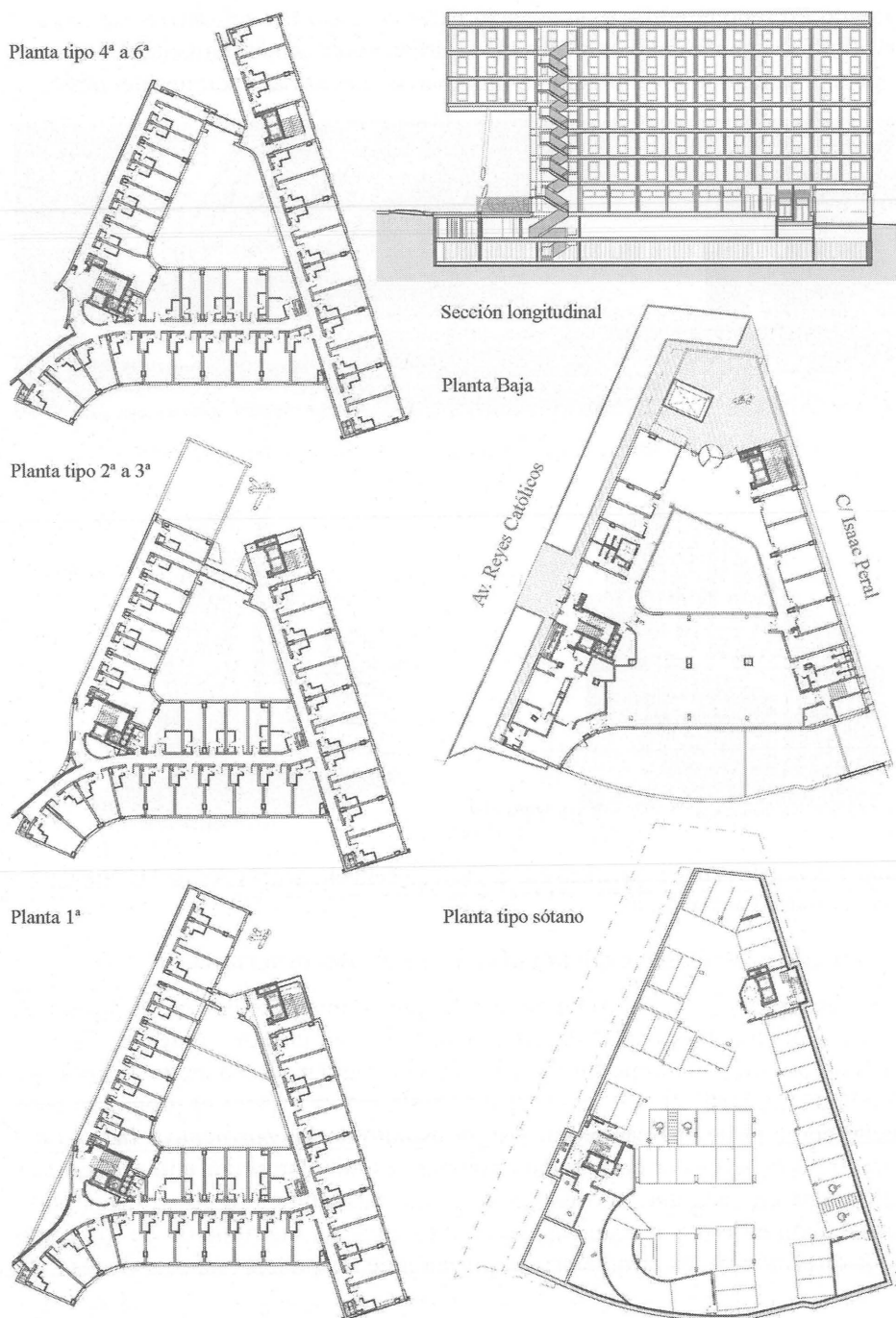


Figura 3. Plantas y sección del Colegio Mayor Faro

vigas, las luces estructurales en cada una de las direcciones que existan, la ortogonalidad, el número de vanos, el material, el sistema de arriostramiento, etc.

El edificio tiene dos crujeas sencillas de 8 m. de anchura y una doble de 14 m. En las crujeas que albergan las habitaciones compartidas los pórticos perpendiculares a fachada se distancian 7,10 m., lo cual permite distribuir dos habitaciones y encajar la anchura de tres plazas de aparcamiento. En las crujeas que albergan las habitaciones individuales esta distancia se reduce a 5,20 m., lo cual permite encajar dos habitaciones y la longitud de una plaza de aparcamiento.

Se estudió una variación consistente en llevar este esquema desde cimentación hasta planta primera, y hacia arriba reducir la trama estructural a 3,55 m. y 2,60 m. respectivamente, colocando pilares entre todas las habitaciones. Esto permitía pilares metálicos de menores dimensiones, que evitaban la aparición de mochetas, pero requería una estructura horizontal de transición en el techo de planta baja. Dado que la altura disponible para las instalaciones en planta baja era muy ajustada y que las dimensiones de los pilares de hormigón con la trama mayor no resultaron excesivas, se optó finalmente por no realizar la transición.

En la crujía doble los pórticos cuentan con tres pilares desde cimentación hasta cubierta, dos por fachada y uno central. Se estudió una opción en la que las plantas de habitaciones y las plantas de garaje contaban con cuatro pilares, dos por fachada y dos centrales, y la planta baja sólo con dos, dejando así la parte central del comedor libre de pilares. Finalmente, la distribución del comedor diseñada por el operador y la integración con las instalaciones hicieron que la opción con tres pilares fuera la óptima.

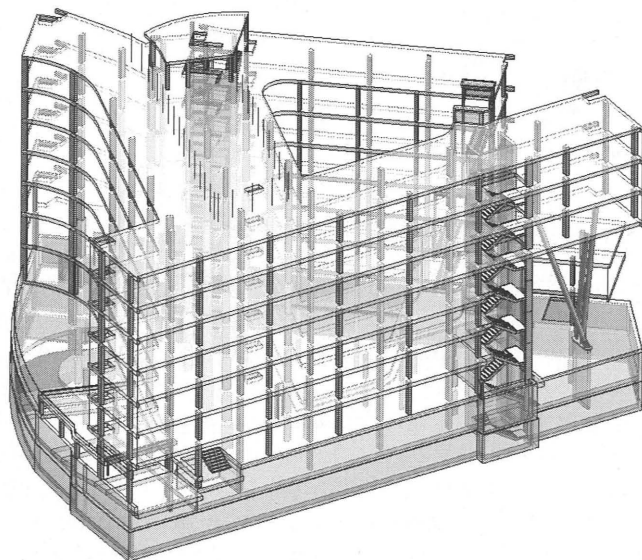


Figura 4. Esquema estructural del edificio

Para el volumen superior hacia la plaza se estudiaron dos alternativas en un primer momento: una en vuelo y otra apoyada.

La solución en vuelo planteaba la realización de una estructura metálica triangulada anclada a un núcleo rígido de pantallas. El predimensionado de esta solución dio un orden de magnitud viable. Además, en un análisis posterior se contaría también con el resto de la estructura de la crujía para contrarrestar el vuelco y reducir las deformaciones. Una ventaja de esta solución era que se reducirían los puntos de cimentación, ya que ésta debía ser profunda al encontrarse la parcela situada sobre una capa de rellenos antrópicos de 10 m. de espesor. No obstante, esta alternativa presentaba una serie de desventajas que hicieron que se adoptara la solución apoyada. La introducción de la estructura porticada metálica hacía más compleja la ejecución de la obra y su coste superaba las posibilidades económicas. Además, la geometría de las triangulaciones en una planta de arquitectura tan optimizada interfería con la distribución de las habitaciones, resultando en un menor número de plazas. La orientación y posición de las pantallas necesarias tampoco acompañaba la funcionalidad de la planta.

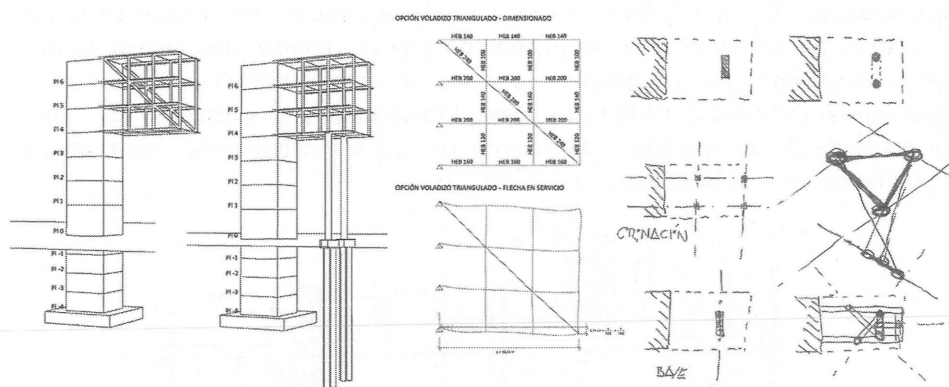


Figura 5. Alternativas de apoyo del volumen superior

La solución apoyada, por su parte, aunque más sencilla en apariencia, planteaba un reto, ¿cómo realizar el apoyo? Es aquí donde en este proyecto el estudio de los planteamientos de la relación entre estructura y arquitectura que ha desarrollado Cecil Balmond ha tenido una influencia más clara. La forma más inmediata de apoyar el volumen sería colocar dos grandes pilares o, mejor aún, una pantalla, para reducir la esbeltez. El equilibrio estaría garantizado. Bastaría con dimensionar una solución que no violara las condiciones de cedencia del material. Sin embargo, las consecuencias serían desastrosas para la intención espacial del proyecto. El edificio se cerraría a la plaza y predominaría la dirección de la crujía en vez del cruce en el chaflán. La estructura sería una imposición inevitable a posteriori, y no la herramienta con la que se hubiera organiza-

do la propia arquitectura. Por ello, se decide *ordenar* el apoyo, *informar* la estructura.

En la base del apoyo existe una clara restricción lineal definida por la distribución del aparcamiento, perpendicular a fachada. En la coronación del apoyo el programa residencial presenta una direccionalidad rotada 90° respecto de la anterior, que se formaliza en las dos líneas de estructura paralelas a fachada. ¿Qué pasaría si en vez de realizar un pórtico de mayor tamaño, se realizara un apoyo con tres pilares biarticulados para conducir las acciones verticales a cimentación? Estos estarían atados entre sí en coronación formando un triángulo y alineados en la base. Se confiaría el equilibrio horizontal a otros elementos. De repente, el edificio volvía a abrirse a la plaza. A pesar de la tridimensionalidad del apoyo, el aspecto era puntual. Además, la manera en que la estructura llenaba el espacio vacío, junto con el modo en que la escalera se incorporaba a éste devolvían la escala humana al edificio en su aproximación cercana sin perder la relación de volúmenes con la plaza.

De esta manera, la inclinación final de los pilares es el resultado de la adaptación a las restricciones de la base y la coronación. El sistema presenta una resultante horizontal no autoequilibrada. Ante el ojo inexperto esto dota de cierta ligereza al apoyo por su aparente falta de estabilidad. El equilibrio horizontal se consigue con la colaboración de la estructura bajo y sobre rasante. El mayor brazo de palanca que supone el atado de las dos crujías a través de las pasarelas metálicas, que por su liviandad parecen no formar parte del sistema estructural principal, aumenta la rigidez de la estructura sobre rasante.

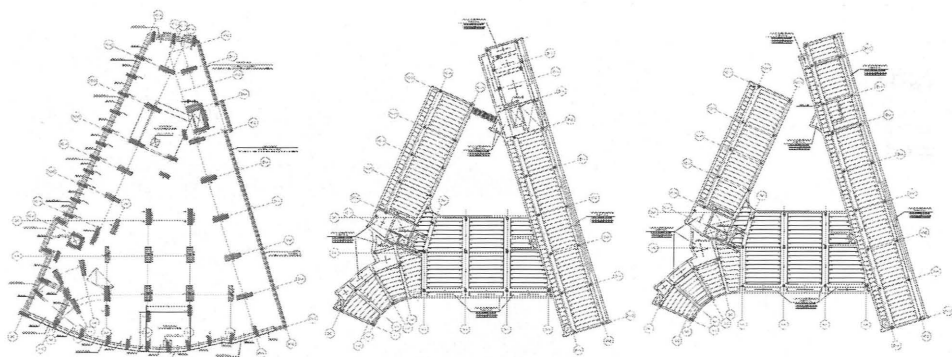


Figura 6. Esquema de estructura de cimentación y de forjados de plantas tipo

El edificio presenta diferentes soluciones de forjado según los requisitos de resistencia al fuego, geométricos, y de integración con otros elementos constructivos. El forjado sanitario es una losa maciza al carecer el terreno en esa cota de la resistencia necesaria. Los forjados hasta cota cero son bidireccionales para hacer frente con el mismo canto a cargas de uso mayores y a un requisito de resistencia al fuego también mayor. Los forjados sobre rasante son unidirec-

cionales en las zonas regulares, garantizando en todo momento un peso propio mínimo de 400 kg/m^2 para cumplir también con los requisitos de aislamiento acústico. En las zonas de geometría curva, bajo los volúmenes volados, en algunos frentes volados de fachada debidos al retranqueo de los sótanos, y cerca de las pantallas, pilares metálicos y pasarelas, se adoptan soluciones de losa maciza para hacer frente a los mayores esfuerzos que se concentran en estas zonas.

Como se ha comentado, la cimentación es profunda al asentarse el edificio sobre una capa de 10 m. de rellenos antrópicos. Se pasó de una cara solución de pilotes a una solución de *zapilotes*, consistente en pequeñas pantallas de gran profundidad. Para la ejecución de la excavación se diseñó una pantalla de pilotes a lo largo de la calle Isaac Peral, donde las condiciones urbanas y la precariedad del talud existente no permitían un frente abierto sin consolidar previamente el terreno. En el resto del perímetro se diseñaron muros de contención a dos caras.

AMPLIACIÓN DEL CENTRO COMERCIAL BARICENTRO

El edificio y su entorno urbano

El edificio se encuentra en Barberá del Vallés (Barcelona) en un importante nudo viario de acceso a la ciudad condal. Fue el primer centro comercial construido en España en el año 1981 y se amplió una primera vez en el año 1992 coincidiendo con las olimpiadas. Este proyecto se convertirá en la tercera ampliación.

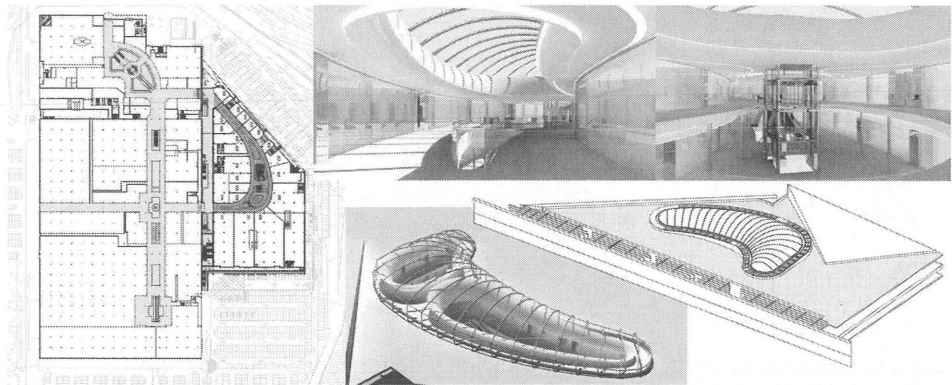


Figura 7. Planta general del edificio y visualizaciones de la cubierta de la calle interior

El programa y su organización volumétrica

La idea del proyecto consiste en desarrollar el espacio comercial en torno a una calle comercial interior que conecta de manera fluida con un trazado curvo dos de las calles comerciales existentes. La nueva calle se plantea con una an-

chura variable que oscila entre los 8 y los 25 m. De esta manera la diferenciación tradicional entre plaza y calle de un centro comercial se difumina y se genera un espacio de circulación y estancia continuo que presenta nuevas oportunidades de explotación.

La estructura como herramienta organizadora del programa

La estructura parte de una trama regular de 8 x 8 m. que se resuelve con una solución bidireccional de hormigón armado y permite organizar los usos de aparcamiento y comerciales. Puntualmente se adoptan en planta baja luces de 8 x 16 m. para acomodar la zona de carga y descarga. La cubierta, donde las cargas son mucho menores, se resuelve con una solución de forjado mixto con chapa colaborante sobre dos familias (vigas y viguetas) enrasadas por el ala superior.

El mayor interés de esta estructura reside en cómo distorsionar la malla estructural de 8 x 8 m para acomodar la calle interior fluida. Son numerosas las posibilidades. Una de ellas consistiría directamente en no hacer desaparecer la malla y que ésta apareciera superpuesta sobre la geometría de la calle curva.

Con esta solución las luces estructurales no aumentarían, y se podría realizar una cubierta pesada en la zona del lucernario. La ejecución en hormigón armado de los pilares exentos más esbeltos sí tendría cierta complejidad.

No obstante, en este caso la estructura no habría sido la herramienta generadora de la arquitectura, sino una intervención a posteriori para hacer frente a las acciones estructurales de un diseño ajeno. La estructura así insertada iría en contra de la visibilidad interior que requiere el uso comercial.

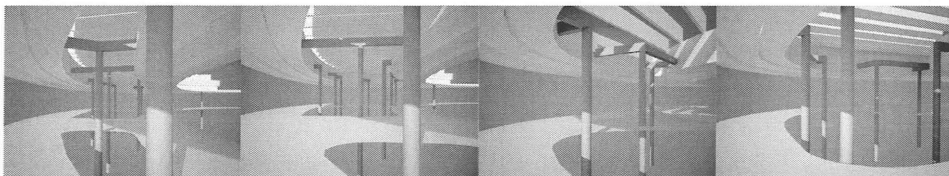


Figura 8: Visualizaciones de la malla estructural superpuesta sobre la calle curva

Por ello, se acudió al arco como sistema estructural para liberar la planta de pilares, alcanzando 25 m. de luz en los tramos más anchos. Así, el estudio de *los parámetros de una estructura de arco* es la herramienta que permitió dibujar y formalizar la distorsión de una malla reticular de 8 x 8 m. para acomodar en su interior un flujo espacial curvo generado por los recorridos del centro comercial.

Asimismo, se acudió a una solución textil para el cerramiento del lucernario mediante un sistema de cojines hinchados de ETFE. Esto permitió reducir considerablemente el peso propio de la estructura. Los cojines de ETFE tienen una limitación de anchura de unos 4 m. que sirvió para establecer la separación entre los arcos. Al tratarse de cojines hinchados, la presión interior es la que da rigi-

dez a la estructura textil y evita la necesidad de un segundo orden estructural, tradicionalmente viguetas, o en el caso de textiles, cables. Esa presión entra como acción estructural en los arcos.

Los arcos ganan altura a medida que se incrementa su luz. Esto, por un lado, acompaña al espacio arquitectónico, haciéndolo más alto donde es más amplio, y por otro, a los requisitos estructurales, haciéndolo más rígido donde la luz es mayor. Se aprovecha así la forma como elemento para hacer frente a las sollicitaciones estructurales, y la estructura se convierte en la herramienta generadora de la arquitectura. Asimismo, esta estrategia permite igualar fácilmente el dimensionado de todos los arcos, con sólo dos secciones se pudo dimensionar todos los arcos de forma óptima.

También se diseñó una pasarela en el interior cuyas vigas tienen un trazado curvo en planta acorde a las circulaciones. Mediante una conexión a través de las viguetas que incluye un esfuerzo axil en las mismas, los momentos torsores de signo contrario se compensan y se pueden ejecutar apoyos articulados.

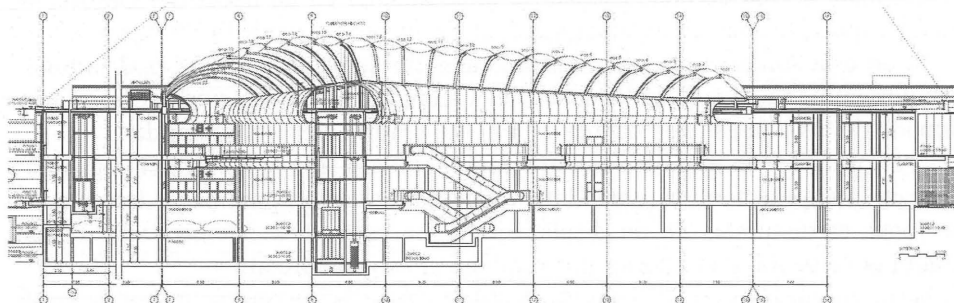


Figura 9. Sección longitudinal por la calle comercial

COPYRIGHT

Todas las ilustraciones de este artículo por cortesía de los autores de los proyectos: AQT Gestión de Proyectos Urbanos y Magadur en el Colegio Mayor Faro, y AQT Gestión de Proyectos Urbanos y EUSA en Baricentro.

REFERENCIAS

Balmond, Cecil. 2002. *Informal*. Munich: Prestel Verlag.

Balmond, Cecil. 2006. "Span" *A+U Publishing Co., Ltd.* A+U 06:11 Cecil Balmond Special Issue. November: 240-245.

Heyman, Jacques. 2011. *Teoría básica de estructuras*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Williams, M.S. 2000. *Structures. Theory and Analysis*. Houndmills: Macmillan Press Ltd.

PASARELAS BANDA TESA SOBRE EL RÍO TAJO EN LA CIUDAD DE TOLEDO

Isabel Sáez Alonso¹

Resumen

La tipología estructural banda tesa permite salvar grandes luces con un tablero muy esbelto, gracias a su trabajo por forma. El control de la flecha, para permitir un adecuado uso de la estructura, supone así mismo controlar la magnitud de las componentes horizontales generadas en los extremos. La variación geométrica con los distintos estados de carga, implica realizar un análisis no lineal evolutivo partiendo de un comportamiento inicial como cable.

El estudio de ingeniería Bernabeu Ingenieros ha colaborado con el estudio de arquitectura Burgos & Garrido Arquitectos en el desarrollo del proyecto de tres pasarelas peatonales en Toledo tipo banda tesa con luces superiores a 100m, con estribos en ambas márgenes del río sin apoyos intermedios.

INTRODUCCIÓN

Este artículo presenta la colaboración del estudio de ingeniería Bernabeu Ingenieros con el estudio de arquitectura Burgos & Garrido Arquitectos en el desarrollo de una parte del Proyecto para la Integración del río Tajo en la ciudad de Toledo: tres pasarelas peatonales tipo banda tesa, que conectarán ambas márgenes del río a su paso por la ciudad.

El contenido del artículo se organiza en tres apartados. En primer lugar, se presenta la tipología estructural banda tesa atendiendo a sus características más singulares. A continuación, se describe su proceso de análisis, desde el punto de vista de la experiencia adquirida en el proyecto desarrollado. Por último, se describe la solución propuesta para estas tres pasarelas.

¹ Bernabeu Ingenieros, isa@bernabeu.net

ESTRUCTURAS BANDA TESA (*STRESS RIBBON STRUCTURES*)

El término *pasarelas banda tesa* describe aquellas estructuras ligeras formadas por un tablero con la forma de una catenaria, extremadamente esbelto en relación a la luz que es capaz de cubrir, sobre el que es posible pisar directamente (Fig. 1). Esta tipología estructural combina características de las estructuras colgantes con la técnica del postesado, para añadir mayor estabilidad a los cables (Strasky, J. 2011).

El propio tablero se compone de una serie de cables de cuelgue, sobre los que se sitúan elementos de hormigón que aportan rigidez al conjunto. Habitualmente, el tablero compuesto se postesa una vez ejecutadas las zonas hormigonadas in situ con el objetivo de tener un mayor control de su deformada.

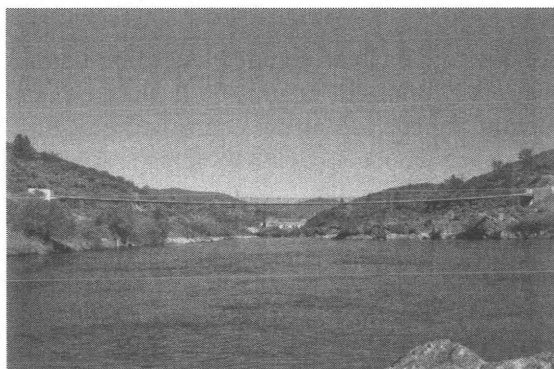


Figura 1. Redding Bridge. California, U.S.A. (Strasky, J. 2011)

	L (m)	f máx (m)	L / f	h (m)	b (m)
Yumetsuri Bridge (Japan, 1996)	147,60	3,50	42	0,39	3,64
Bridge Lignon-Löex (Switzerland, 1971)	136,00	5,60	24	0,48 - 0,30	3,10
Redding Bridge (California, USA, 1991)	127,40	2,71	47	0,38	3,96
<i>*Pasarela sobre el río Llobregat (Barcelona, proyecto)</i>	<i>28,00 - 112,00 - 28,00</i>	<i>2,16</i>	<i>52</i>	<i>0,25</i>	<i>4,00</i>
Lake Hodges Bridge (California, USA, 2009)	108,58 - 108,58 - 108,58	1,41	77	0,41	4,27
Umenoki-Todoro Park Bridge (Japan, 1989)	105,00	3,10	34	0,19	2,00
Prague-Toja, DS-L Bridges (Czech Republic, 1984)	85,50 - 96,00 - 67,50	1,69	57	0,30 - 0,19	3,80
<i>*Pasarela sobre el río Pisuerga (Valladolid, 2011)</i>	<i>85,00</i>	<i>1,72</i>	<i>49</i>	<i>pletina acero</i>	<i>3,60</i>
Rogue River Bridge (Oregon, USA, 2000)	73,15 - 84,73 - 42,67	1,55	55	0,36	4,30
Olse River Bridge (Czech Republic, design)	40,60 - 80,00 - 40,60	1,38	58	0,28	3,20
Tonbo No Hashi Bridge (Japan, 1996)	30,00 - 80,00 - 30,00	1,70	47	0,18	2,00
<i>*Pasarela San Pere de Terrassa (Barcelona, 2003)</i>	<i>80,00</i>	<i>1,67</i>	<i>48</i>	<i>0,27</i>	<i>2,70</i>

Tabla 1. Comparación de una selección de pasarelas banda tesa (*situadas en España)

La tabla 1 presenta las características de las principales banda tesa construidas en el mundo y en España (también se incluyen dos proyectos no ejecutados). Se observa que inicialmente se consideraban valores de flecha elevados.

En construcciones posteriores, las relaciones luz/flecha indican una tendencia a buscar una pendiente más reducida, con valores $L / f > 50$.

La ligereza del tablero contrasta con los estribos ejecutados en ambos extremos, puesto que deben trasladar los esfuerzos, fundamentalmente horizontales de gran magnitud, hasta un estrato de terreno competente. Dependiendo de la profundidad a la que éste se encuentre la solución de la cimentación puede ser más o menos compleja y ser determinante por motivos económicos o constructivos. En este artículo se describe la estructura banda tesa más clásica, pero es relevante indicar que existen nuevas tipologías que combinan elementos banda tesa con arcos para reducir la influencia de este factor (Strasky, J. 2010).

Una vez ejecutados los estribos en ambas márgenes, puede comenzar la ejecución del tablero utilizando cables portantes de un extremo al otro como apoyo del resto de elementos, sin necesidad de utilizar cimbra inferior. Una de las soluciones constructivas se basa en piezas prefabricadas de hormigón pretensado que van deslizándose sobre los cables de cuelgue hasta su posición final (Fig. 2). La geometría de estas dovelas es una respuesta directa del proceso de ejecución del tablero, ajustándose las dimensiones de la sección a lo mínimo imprescindible.

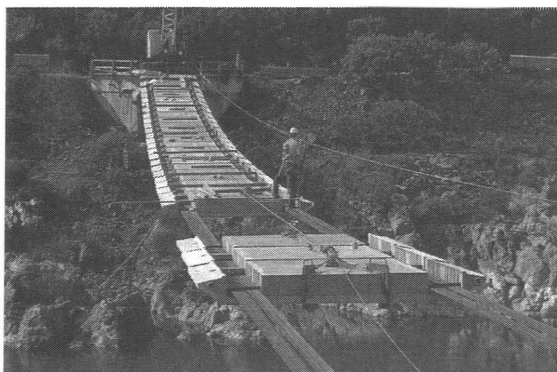


Figura 2. Redding Bridge. California, U.S.A. (Strasky, J.; Redfield, C. 1992)

Debido a la concentración de esfuerzos de flexión en el encuentro del tablero con los estribos, esta zona suele tener mayor canto. Estos tramos de transición, así como las juntas entre dovelas y el cajeadado que alberga los cables portantes, se hormigonan en obra.

Los tendones para el postesado pueden situarse distribuidos en el ancho del tablero o incluirse en el mismo cajeadado de las piezas prefabricadas para los cables de cuelgue. Finalmente, el tesado de estos cables de postesado se realiza desde el final de los estribos.

PROCESO DE ANÁLISIS DE UNA BANDA TESA

Análisis estático no lineal evolutivo

La no linealidad geométrica de la estructura implica que tiene una alta capacidad de adaptación ante los distintos estados de carga, a través de variaciones en su forma para buscar un equilibrio de los esfuerzos internos.

Con programas informáticos, tipo SAP2000, es posible realizar un análisis estático no lineal evolutivo considerando distintos estados de carga, directamente relacionados con el singular proceso constructivo, de manera que cada nuevo estado de carga parta de la geometría y estado tensional del estado previo.

Inicialmente, la estructura tiene un comportamiento como cable sobre el que actúan diferentes cargas, por lo que sólo se obtienen esfuerzos axiales. Una vez endurecidos los tramos hormigonados in situ, la sección compuesta empieza a trabajar conjuntamente teniendo el comportamiento de banda tesa.

Las tablas 2 y 3 presentan respectivamente las distintas fases y estados de carga del análisis, y la evolución de la flecha y reacción horizontal en dichas fases.

ESTADOS DE CARGA	Descripción del estado de carga	SECCIÓN RESISTENTE
1	Cables de cuelgue bajo su peso propio	Cables de cuelgue
2	Estado 1 + Peso propio dovelas prefabricadas y hormigonado in situ	Cables de cuelgue
3	Estado 2 + Tesado de cables de postesado	Banda tesa
4	Estado 3 + Cargas muertas	Banda tesa
5A	Estado 4 + Sobrecarga de uso	Banda tesa
5B	Estado 4 + Variación térmica de Contracción	Banda tesa
5C	Estado 4 + Variación térmica de Dilatación	Banda tesa
6	Estado 4 + Efectos diferidos	Banda tesa
7A	Estado 6 + Sobrecarga de uso	Banda tesa
7B	Estado 6 + Variación térmica de Contracción	Banda tesa
7C	Estado 6 + Variación térmica de Dilatación	Banda tesa

Tabla 2. Esquema de fases del análisis no lineal

Luz entre apoyos (m)	113,00
Desnivel entre apoyos (m)	2,97

COMBINACIÓN FRECUENTE		f máx (m)	L / f	ΔH (kN)	ΣH (kN)
Estado 1	Cables cuelgue bajo peso propio	0,23	499	7.267	7.267
Estado 2	1 + Dovelas y hormigón in situ	2,89	39	4.425	11.691
Estado 3	2 + 0,90Postesado	2,31	49	3.519	15.210
Estado 4	3 + Cargas muertas	2,37	48	1.599	16.809
Estado 6	4 + Efectos Diferidos	1,76	64	6.831	23.640
Estado 7B	6 + 0,50Contracción	1,68	67	1.304	24.944

Tabla 3. Resumen de evolución de resultados por fases. Deformada – Componente Horizontal de la reacción en los estribos

La geometría inicial de los cables de cuelgue determina el comportamiento en las siguientes fases, por lo que, es necesario tantear cuál es la posición necesaria de partida para conseguir una determinada geometría final. Puesto que estos cables portantes están expuestos a la intemperie durante toda la fase de montaje, hasta que se hormigonan los tramos in situ, es recomendable limitar su tensión en el momento en el que soportan el peso de las dovelas prefabricadas tesándose hasta el $40\% f_{m\acute{a}x,k}$.

El comportamiento como banda tesa supone la combinación de esfuerzos axiles elevados con momentos flectores bastante reducidos, en relación a su luz, en casi toda la longitud del tablero a excepción de los extremos dónde se produce un ascenso rápido. El efecto del postesado y los efectos diferidos del hormigón son inversos a los esfuerzos de las cargas gravitatorias e implican una reducción de la deformada del tablero (Fig. 3).

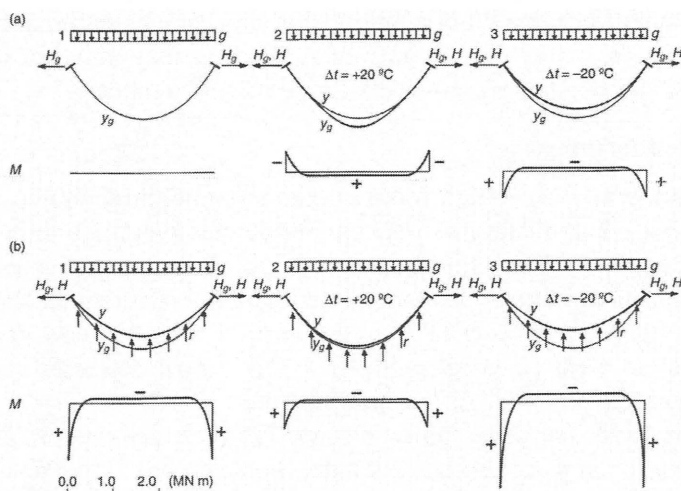


Figura 3. Deformada y momentos flectores: (a) sin postesado y (b) con postesado (Strasky, J. 2011)

Estados Límite de Servicio

La sección se dimensionaría en E.L.S. de Fisuración con las combinaciones de acciones normativas y considerando los criterios de durabilidad aplicables según el tipo de exposición de la estructura. La decisión de que todas las fibras de la sección del tablero estén comprimidas asegura el cumplimiento de los requisitos indicados para hormigón pretensado en la Instrucción EHE-08 (apertura de fisura en combinación frecuente y compresión a la altura de las armaduras activas en combinación casi-permanente). En el caso de que se contara con tracciones en las fibras extremas debería incluirse el armado pasivo necesario de continuidad en las juntas entre dovelas prefabricadas.

Se debe comprobar en E.L.S de Deformación el requisito de salvar las líneas de referencia de alturas libres correspondientes según el proyecto, buscando la mayor accesibilidad posible acorde con el uso de la estructura.

Estado Límite Último

Asumiendo la aparición de fisuras en las juntas entre dovelas, en esta situación sólo los cables (considerando tanto los de cuelgue como los de postesado) resistirían todo el peso de la estructura, siendo aplicable la ecuación:

$$H = \frac{q_d L^2}{8f}$$

Se debe comprobar que en la combinación de acciones con mayor componente horizontal en los apoyos, y aplicando la carga mayorada, la tensión en ninguno de los cables superara la resistencia de cálculo del acero.

Comportamiento Dinámico

Existe bibliografía específica sobre el comportamiento dinámico de estructuras banda tesa construidas, que indican frecuencias naturales muy bajas. Se debe comprobar que dichas frecuencias, tanto en los modos verticales como en los laterales, se sitúan fuera de los rangos críticos de la normativa de aplicación. Así mismo, se comprueba que la relación entre el primer modo vertical y el primero lateral se aleja de la relación $f_v = 2f_L$, para descartar que pudiera producirse un efecto dinámico lateral significativo.

Del mismo modo, se debe comprobar que las aceleraciones producidas por distintos casos de carga dinámicos posibles (por ejemplo: 1 peatón, un grupo reducido de peatones y un grupo con mayor número de personas) no superaran los rangos normativos admisibles teniendo en cuenta el confort de los usuarios.

Por otra parte, para evaluar la inestabilidad aerodinámica de la estructura se debe comprobar la velocidad crítica de viento a la que pueden empezar a presentarse problemas, de acuerdo con el Método Klöppel/Thiele (Klöppel, K; Thiele, F. 1967). Varios artículos de investigación que citan este mismo método, indican que, a pesar de que esta tipología se caracteriza por frecuencias naturales muy bajas y baja amortiguación, no se han registrado pérdidas de estabilidad aerodinámica en las pasarelas existentes estudiadas (Pirner, M.; Fischer, O. 1998 y 1999).

TRES PASARELAS BANDA TESA EN TOLEDO

El proyecto desarrollado en Toledo incluye tres pasarelas tipo banda tesa, con estribos en ambas márgenes del río Tajo sin apoyos intermedios, denominadas Pasarela de La Nueva, Pasarela de Saelices y Pasarela de Santa Ana.

Todas ellas tienen un uso exclusivo peatonal y salvan el río en un único vano con luces libres entre estribos superiores a 100 m. Su posición viene determinada por el respeto de las cotas de referencia de Avenida a 500 años más una zona de resguardo de flotantes de 50 cm, ambas calculadas respecto de la cota de coronación de azudes más cercanos situados aguas abajo.

Las tres pasarelas tienen un tablero de 3 m de ancho que se resuelve con elementos prefabricados de hormigón de 0,27 m de canto, dispuestos sobre dos grupos de cables de cuelgue, uno a cada lado del tablero (Fig. 4). En su encuentro con los estribos, debido a la concentración de esfuerzos de flexión que se ha comentado anteriormente, se realiza una zona hormigonada in situ de mayor canto y variable, desde 0,37 m en la junta con las primeras dovelas hasta 0,90 m en el encuentro con los estribos (Fig. 4).

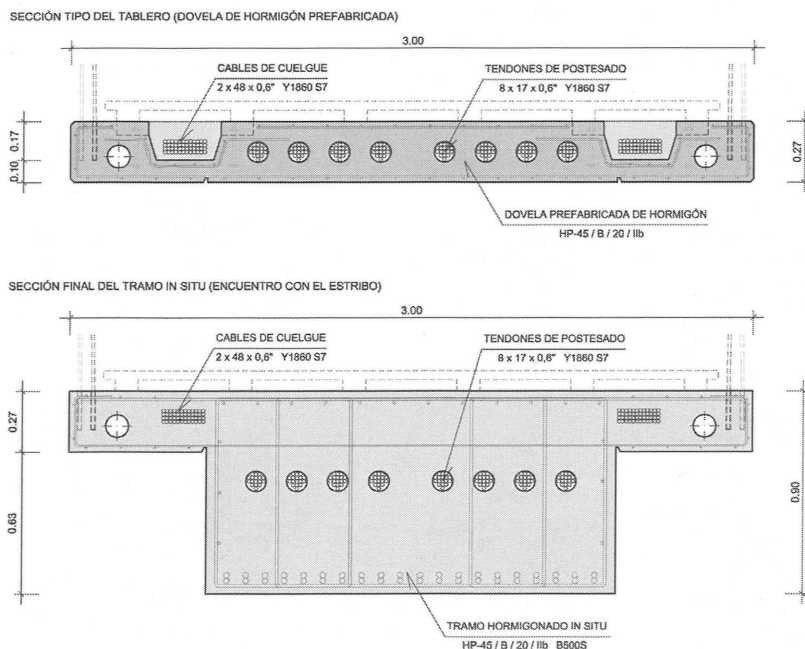


Figura 4. Secciones tipo de dovela prefabricada y final del tramo hormigonado in situ.

A pesar de que las luces entre estribos que salvan estas tres pasarelas son distintas, en los tres casos se utiliza la misma dovela prefabricada gracias a que

pudo ajustarse la flecha objetivo en cada caso cumpliendo con los requisitos de alturas libres en cada posición (Tabla 4 y Fig. 5). Así mismo, este proceso permitió mantener el valor de las componentes horizontales dentro del mismo orden de magnitud y definir cimentaciones similares en los tres casos.

	Luz (m)	Desnivel A-B (m)	f máx (m)	L / f	h (m)	b (m)
<i>Pasarela de La Nueva</i>	132,50	1,17	2,22	60	0,27	3,00
<i>Pasarela de Saelices</i>	113,00	2,97	1,75	65	0,27	3,00
<i>Pasarela de Santa Ana</i>	106,20	0,36	1,70	62	0,27	3,00

Tabla 4. Pasarelas sobre el río Tajo en Toledo

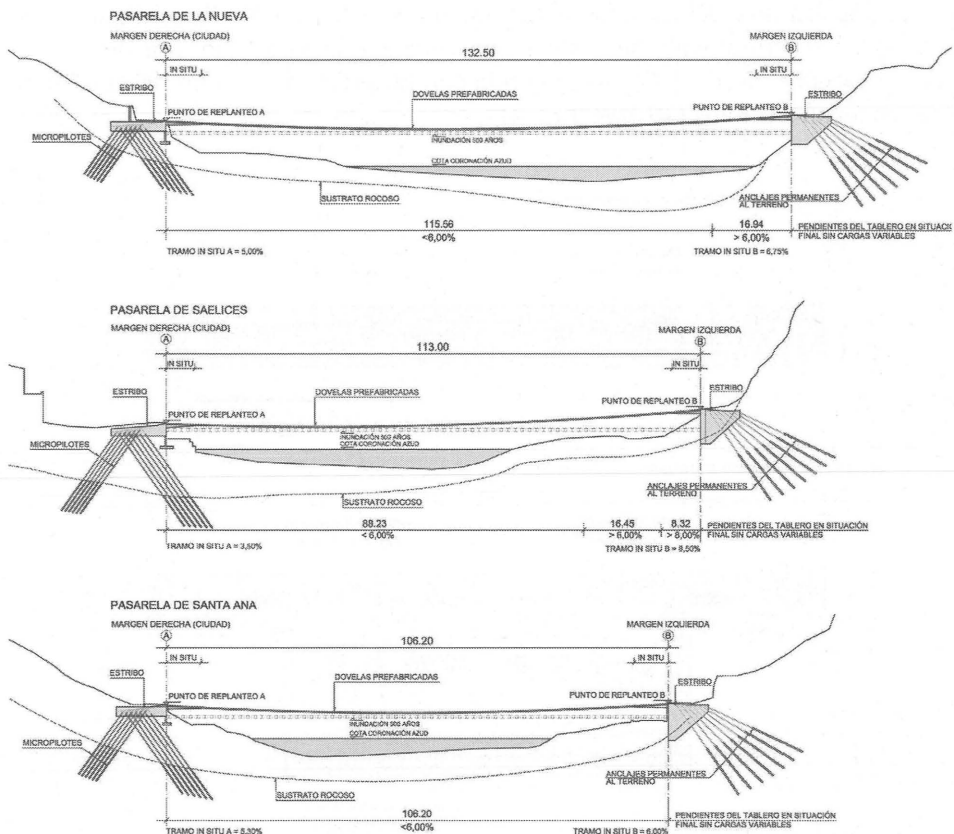


Figura 5. Alzados de las pasarelas sobre el río Tajo en Toledo

El poco impacto visual del tablero contrasta con los estribos ejecutados en ambas márgenes, puesto que deben trasladar los esfuerzos, verticales y funda-

mentalmente horizontales de gran magnitud (valores superiores a 20.000 kN, ver Tabla 3), hasta un estrato de terreno competente. En este caso, cada uno de los estribos se resuelve de acuerdo a las características geotécnicas conocidas en ambas márgenes del río.

En la margen derecha del río, en el lado de la ciudad, existen una serie de estratos considerados no competentes hasta una profundidad media que supera en algún caso los 10 m. La transmisión de esfuerzos horizontales se realiza mediante un sistema de micropilotes inclinados en las dos direcciones, traccionados y comprimidos respectivamente, de manera que se compensan los esfuerzos verticales. Los micropilotes con doble protección se arman con barra interior GEWI y alcanzan 8 m de profundidad mínima de bulbo en estrato competente.

En la margen izquierda del río, el estrato de granito es visible en algunos tramos y desciende hasta alcanzar el lecho del río. Puesto que la roca es bastante superficial, se dispone un sistema de anclajes permanentes al terreno con doble protección, tesados en dos fases de acuerdo con el proceso constructivo del tablero hasta una tensión del 50% $f_{\text{máx,k}}$.

Finalmente, el tablero se postesa mediante vainas de armaduras activas distribuidas en el ancho de las dovelas prefabricadas y tesadas desde el final de los estribos. Los tendones se sitúan en el centro de gravedad de las distintas secciones del tablero, con el objetivo de no introducir momentos debido a la excentricidad (Fig. 4).

CONCLUSIONES

Las estructuras banda tesa presentan una singularidad geométrica y constructiva que implica la necesidad de un análisis no lineal geométrico, así como, un estudio específico y particular de su comportamiento dinámico. Sus particulares características, tanto en términos de comportamiento estructural como de análisis, hacen que se enmarquen difícilmente dentro de los parámetros y criterios normativos, por lo que es necesario referirse a bibliografía específica y aplicar métodos de análisis no habituales.

El proyecto presentado en este artículo sigue la línea planteada por otras pasarelas de similares características construidas con éxito. Con una luz máxima de 132,50 m, estas pasarelas sobre el río Tajo en Toledo se sitúan en el rango alto de las bandas tesa de mayor luz construidas, presentando además una relación luz/flecha bastante elevada, en el rango de 60 – 65.

REFERENCIAS

- Klöppel, K.; Thiele, F. 1967. "Modellversuche im Windkanal zur Bemessung von Brücken gegen Gefahr Wind-erregter Schwingungen". *Der Stahlbau, Jahrbuch* 36, Heft 12. Berlin.
- Pirner M., Fischer O. 1998. "Wind-induced vibration of concrete stress-ribbon foot-bridges" *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 74-76: 871-881.
- Pirner M., Fischer O. 1999. "Experimental analysis of aerodynamic stability of stress-ribbon footbridges" *Wind and Structures*, 2, nº 2: 95-104.
- Strasky, Jiri; Redfield, Charles. 1992. "Sacramento ribbon" *Concrete Quarterly, CQ174 Autumn* 1992.
- Strasky, Jiri. 2010. "Stress ribbon & arch pedestrian bridges". Baochun Chen, J. W. Ed. *ARCH'10 – 6th International Conference on Arch Bridges*. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, China.
- Strasky, Jiri. 2011. *Stress Ribbon and Cable-supported Pedestrian Bridges*. ICE (Institution of Civil Engineers)

ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y OPTIMIZACIÓN DEL ENTRAMADO LIGERO DE MADERA

Fernando San Hipólito Marín¹

Resumen

Los días 2 y 3 de octubre de 2014 se celebró en el Bilbao Exhibition Centre (BEC!) de Barakaldo, el 5º Foro Internacional de Arquitectura y Construcción en Madera (Egurtek), al cual tuve el honor de ser invitado como ponente para hablar del Entramado Ligero de Madera (ELM) en la construcción de viviendas.

Dado el perfil de los asistentes, opté por un enfoque didáctico, tratando de concienciar de la importancia del cálculo estructural para el ahorro económico.

La primera parte describía de forma genérica las características y peculiaridades de la madera como material estructural, mientras que la segunda parte de la ponencia (que es la que se adjunta a continuación) analizaba el funcionamiento de este tipo de estructuras y cómo optimizarlas.

INTRODUCCIÓN

El ELM es un sistema que nace en Norteamérica, donde la forma tradicional de construir en madera era el entramado de poste y viga, lo que ellos llaman “Post & Beam Framing”.

El ELM, con secciones menores y más juntas, aparece hacia 1830, impulsado por la necesidad de sistemas rápidos para la colonización del oeste, y por el desarrollo industrial de la fabricación de clavos y de la tecnología de aserrado.

Se denominó “Sistema Globo” (Balloon Framing) por su gran ligereza frente a los sistemas anteriormente conocidos. Originalmente los postes verticales cubrían la altura completa de la fachada, siendo pasantes respecto del forjado.

Hacia 1930, como adaptación del “Balloon Framing”, aparece en el oeste de EEUU el “Sistema de Plataforma” (Platform Framing) en el que los postes tienen la altura de cada planta, de tal forma que la construcción se realiza planta a planta. Este sistema es el que finalmente se impuso, dado que no necesita piezas

¹ Mizuage Arquitectura, info@mizuage.es

de grandes dimensiones, que son más difíciles de obtener. En Norteamérica, hoy en día, sigue siendo el sistema predominante en viviendas unifamiliares.

El ELM presenta una serie de ventajas con respecto a los sistemas pesados:

Es un sistema muy ligero. Las piezas tienen unas medidas pequeñas, lo que hace que sean más manejables. Se reduce así la mano de obra, la maquinaria auxiliar de manipulación y las cargas transmitidas a cimentación.

Además es un sistema de baja tecnología, que se puede ejecutar con muy poca maquinaria y de un precio reducido. Básicamente, es suficiente con una sierra de mesa y una pistola de clavos.

Y no requiere mano de obra muy especializada. Las uniones tradicionales requieren unas herramientas específicas y unos elevados conocimientos en carpintería y geometría, siendo accesibles a muy pocos profesionales (y cada vez menos). Sin embargo, las uniones en entramado ligero no requieren gran destreza ni conocimientos, permitiendo sencillas rectificaciones en obra.

FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ELM

Podría decirse que responde al lema de “La unión hace la fuerza”. Frente a la concentración de cargas de los sistemas pesados, el ELM se basa en su dispersión. Ésto permite utilizar perfiles de madera de sección muy reducida, que deben disponerse a escasa distancia unos de otros para poder hacer frente a las cargas, llegando a funcionar casi como planos:

Los planos inclinados que componen la cubierta depositan la carga linealmente en los planos verticales de la fachada que la sustentan. Esta carga, más la que procede del forjado inferior, se deposita, también linealmente, en el siguiente nivel de fachada. De esta manera, se va acumulando la carga, para depositarse finalmente en la cimentación, también de forma lineal.

El sistema funciona tanto mejor cuanto más se repartan las cargas, por lo que conviene huir de grandes luces y de cargas concentradas.

Elementos lineales, superficiales y de unión

Los componentes primarios del ELM, son los “Elementos Lineales”. Son piezas de escasa sección que, de manera individual carecen de resistencia y de estabilidad para hacer frente a las acciones que actúan en la edificación. Su problema es la esbeltez, ya que, ante fuerzas de compresión o flexión enseguida fracasan por pandeo respecto de su eje débil.

Si tomamos como ejemplo un perfil de 38x89mm, de clase resistente C14, vemos que su resistencia teórica a compresión es enorme: unos 5.400kg. Pero se reduce drásticamente, hasta unos 150kg para una pieza de 3 metros de longitud, en cuanto entra en juego el pandeo. [Figura 1]

Este problema se solventa mediante la yuxtaposición de varios elementos lineales, en disposición paralela.

Para ello, se necesitan “Elementos Superficiales” (que son los tableros) y “Elementos de Unión” (que son los clavos o similares).

Los tableros cumplen la función de diafragma estructural, arriostrando el conjunto, de tal forma que se impide el pandeo de los elementos lineales, respecto de su eje débil, incrementando enormemente su resistencia.



Figura 1. Elementos lineales

Los clavos son los elementos con los que se ejecutan la mayoría de las uniones, ya sean madera-madera o madera-tablero.

Subsistemas planos

De la combinación de estos elementos surgen lo que llamaremos “Subsistemas Planos”, que son los bastidores que componen muros, forjados y cubiertas. [Figura 2]

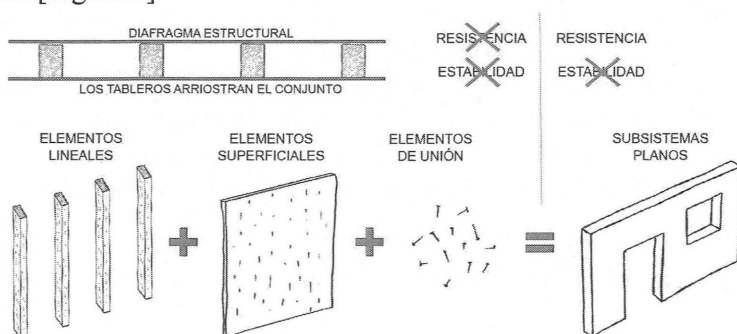


Figura 2. Subsistemas planos

Los subsistemas planos tienen por sí mismos la suficiente resistencia para hacer frente a las acciones pero, sin embargo, carecen de estabilidad ante fuerzas que actúan fuera de su propio plano.

Necesitan combinarse entre sí, para estabilizarse y completar un “Sistema Estructural”, resultante de la adición de “Subsistemas Planos” verticales (que forman tabiques y muros), horizontales (que forman forjados) e inclinados (que forman cubiertas). [Figura 3]

Esta división de la construcción en subsistemas planos no es exclusivamente teórica, ya que realmente la ejecución se lleva a cabo así: construyendo los paneles independientemente, para posteriormente estabilizarlos entre ellos.

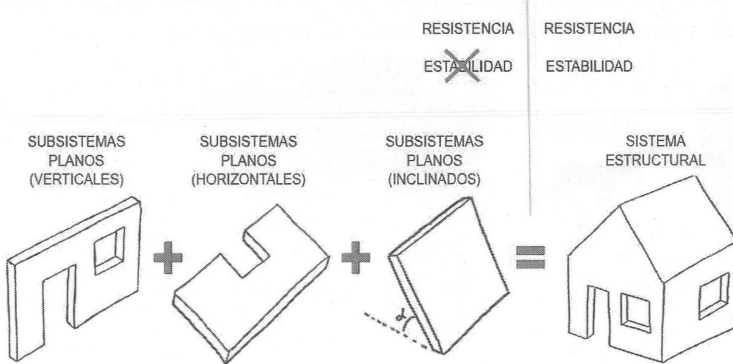


Figura 3. Sistema estructural

A la hora de llevar a cabo el dimensionamiento, también se mantiene esta subdivisión y, aunque nunca se debe perder la concepción global del sistema, resulta imprescindible un cálculo individualizado de los Subsistemas.

DIMENSIONAMIENTO DEL ELM

El primer paso en el cálculo de cualquier estructura es hacer un análisis exhaustivo de las cargas que actúan sobre el edificio. De la precisión en este paso dependerá en buena medida la optimización de la estructura.

Para abordar el diseño y cálculo de una estructura de entramado ligero hay que tener presentes en todo momento los 3 niveles citados anteriormente:

Los Elementos (lineales, superficiales y de unión), los Subsistemas Planos (verticales, horizontales e inclinados) y el Sistema Estructural en su conjunto.

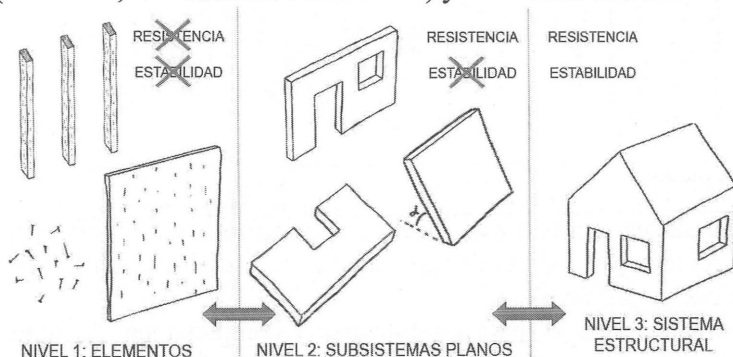


Figura 4. Los 3 niveles

Cada Subsistema Plano se compone de elementos que hay que dimensionar. Al mismo tiempo, se combina con el resto de subsistemas planos, confiriéndose mutuamente estabilidad. [Figura 4]

Todo ello es necesario para que el sistema estructural cumpla con los requisitos de resistencia, estabilidad y servicio que marca la normativa.

Catálogo de elementos

De manera reduccionista, podría decirse que la decisión final es “qué perfiles poner y a qué distancia unos de otros”. Pero esta decisión, aparentemente trivial, presenta una cantidad de posibilidades casi infinitas.

En primer lugar hay que considerar los distintos tipos de Elementos Lineales que se pueden utilizar, teniendo en cuenta 3 variables: el material, la Clase Resistente (CR) y las medidas. En cuanto a materiales tenemos madera aserrada estructural (MAE), madera laminada encolada (MLE), madera reconstituida o composite (SCL), madera microlaminada (LVL) y vigas compuestas.

Cada uno de estos materiales tiene diferentes CR, teniendo asociada cada una, todos los valores característicos de Resistencia, Rigidez y Densidad.

En cuanto a las medidas, el catálogo es inmenso, con distintas secciones, según su procedencia. En proyecto, deben quedar definidas todas estas variables, ya que las características mecánicas dependen de todas ellas y no se puede modificar una sin ajustar las otras.

Para los elementos superficiales, los Tableros Estructurales, pasa exactamente lo mismo: Existen distintos materiales, para los que hay diferentes Clases Resistentes y distintas medidas y espesores.

Los materiales más utilizados son: tableros contrachapados, tableros de virutas orientadas (OSB), tableros de partículas, tableros de fibras de densidad media (MDF) y tableros de fibras duros (HB) y semiduros (MB).

En cuanto a la CR, viene generalmente determinadas por la clase de servicio para la que son aptos, presentando distintas propiedades mecánicas.

Las medidas son muy variadas en espesores y en superficie. La medida del tablero es muy importante porque su longitud va a ser la que determine la separación entre elementos lineales, que será siempre divisible entre dicha longitud, para no desperdiciar material ni tiempo en cortes. La más frecuente es de 244x122cm, que procede de las medidas americanas (96x48”). Es el tablero estándar, ya que se trata de una cifra muy fácilmente divisible.

Las uniones se ejecutan principalmente con clavos y tirafondos. Existen infinitud de variedades, según la forma de la punta, el fuste y la cabeza, siendo cada tipo adecuado para la unión de diferentes materiales. Las medidas son importantes, tanto la longitud como el diámetro. Deben estar protegidos frente a la corrosión, según indica el CTE, siendo lo habitual galvanizarlos en caliente.

Hay que tener en cuenta su capacidad de carga lateral, a simple o a doble cortadura, así como la resistencia a aplastamiento de los perfiles o tableros de

madera, que a menudo resultan ser el elemento más débil en la unión. Las uniones con clavos tienen bastante ductilidad, por lo que resisten bien las acciones laterales de viento y sismo.

Además de los elementos de unión tipo clavija, y en combinación con éstos, se utilizan en determinados puntos elementos auxiliares de unión (placas perforadas, escuadras, cartelas de madera, placas-clavo, estribos...)

SUBSISTEMAS PLANOS HORIZONTALES: FORJADOS

Su función es recibir cargas superficiales (su peso propio, el de los tabiques y la sobrecarga de uso), para transmitir las a los extremos, en forma de cargas lineales sobre los muros. También colabora en la estabilidad de la estructura, rigidizando el conjunto en planos horizontales.

Los elementos principales son las viguetas que discurren en el sentido de la luz, pero requieren de elementos secundarios, dispuestos transversalmente, que son las viguetas de cabeza y los zoquetes.

Además de las líneas continuas de zoquetes, necesarias para evitar el vuelco de las viguetas, se colocan también zoquetes uniendo las dos viguetas extremas, cuando la última apoya directamente sobre un entramado vertical, para evitar la diferencia de deformación entre ellas. [Figura 5]

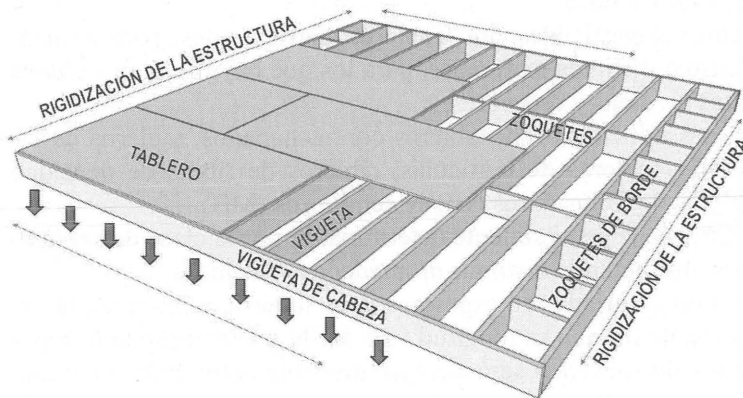


Figura 5. Forjados. Componentes

Tableros

Los tableros estructurales aumentan la rigidez en el eje de las viguetas y evitan su pandeo, ya que arriostran la parte superior comprimida. Deben contrapearse, de tal forma que no coincidan las juntas, para que en los tramos exteriores, que son los más desfavorables, no tengan continuidad en sentido transversal y su efecto quede atenuado.

Los tableros permiten la transferencia de cargas de una vigueta a las contiguas, aumentando su resistencia un 10%, con respecto a la misma pieza considerada de forma aislada. El CTE lo llama Factor de Carga Compartida " k_{sys} "

La mayoría de tableros utilizados en forjados son anisótropos, siendo su resistencia mayor en dirección longitudinal, por lo que siempre hay que disponerlos en dirección perpendicular a las viguetas. De esta manera, se consigue mayor resistencia y un mayor número de tramos del tablero interiores. [Figura 6]

Para un tablero de 120x240cm, apoyado sobre viguetas que equidistan 40cm, si se dispone en la dirección de las viguetas, resultan 3 tramos, siendo 1 de ellos interior y 2 exteriores (33% de continuidad). Mientras que, en sentido transversal a las viguetas, resultan 6 tramos, siendo 4 de ellos interiores y 2 exteriores (67% de continuidad). A esto hay que añadir que la resistencia a flexión es aproximadamente el doble en dirección paralela a las fibras y la rigidez 2,5 veces superior. Así pues, en sentido paralelo a las viguetas necesitaríamos un tablero de un 50% más de espesor (aproximadamente). Se trata de una decisión de diseño, previa a ningún cálculo que permite ahorrar mucho material.

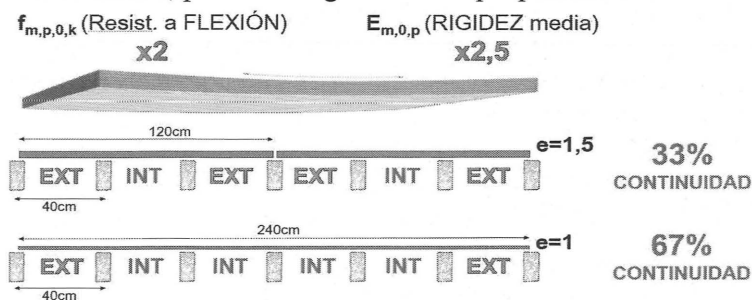


Figura 6. Forjados. Tableros

Viguetas

En cuanto a las viguetas, lo más habitual, dado que sus dimensiones no suelen ir más allá de 4,88m (192 pulgadas), es que apoyen sólo en los extremos. Por tanto, casi todos los tramos son aislados, aunque es posible encontrar tramos interiores, exteriores o en voladizo.

En su cálculo manda también la deformación, por lo que suelen ser piezas con bastante canto. Las viguetas tienen tendencia al vuelco, así que hay que prever la colocación de zoquetes, tanto más necesarios cuanto mayor es su esbeltez y la luz salvada por el forjado.

Es importante considerar el aspecto económico, haciendo el estudio conjuntamente con los tableros. Las soluciones más baratas en lo que a las viguetas se refiere son las que utilizan perfiles con mucho canto muy separados, que requieren tableros de mayor espesor y, conjuntamente, puede no ser la mejor solución.

SUBSISTEMAS PLANOS VERTICALES: MUROS

Su función es transmitir las cargas que reciben linealmente en cabeza, procedentes de forjados y cubiertas y transmitir las verticalmente al nivel inferior, de tal forma que su distribución sea también lineal. Sus componentes principales son los montantes, encargados de la transmisión de esfuerzos.

El entramado se remata inferiormente con una pieza horizontal, llamada durmiente y con otra superior llamada carrera, que suele ser doble para repartir bien la carga. Todas las piezas son habitualmente de idéntica sección.

Para los huecos interiores de puertas y ventanas, se utilizan piezas complementarias de jamba, alféizar y dintel. [Figura 7]

Los empujes horizontales en su propio plano deben ser soportados por la triangulación que aportan los tableros, a modo de diafragma estructural, mientras que su estabilidad frente al vuelco debe asegurarse con otros entramados verticales colocados transversalmente. Así pues, lo que hay que asegurar estructuralmente es que el entramado soporta la carga vertical lineal que recibe en cabeza, considerando el pandeo respecto de su eje fuerte.

Del lado de la seguridad, se desprecia la resistencia a compresión que aportan los tableros, a pesar de que su sección horizontal en conjunto es mayor que la sección de los propios montantes.

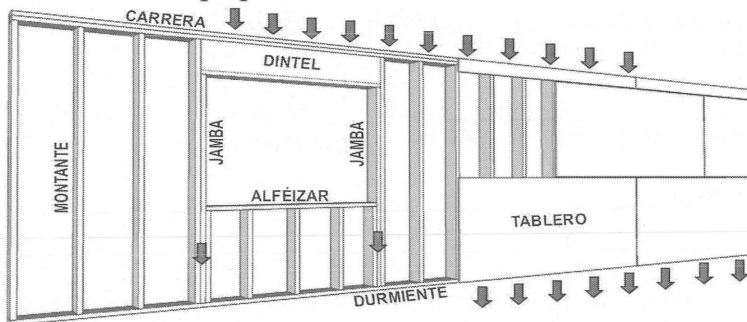


Figura 7. Muros. Componentes

Tableros, montantes y dinteles

Para los tableros vale todo lo dicho en el caso de los forjados.

Para los montantes, a la hora de valorar las cargas, hay que tener en cuenta la acumulación de todos los niveles superiores que soporta el muro.

Los muros tienen un elemento especial que también hay que tener en cuenta en el cálculo, que son los "Dinteles", necesarios para la ejecución de huecos de ventanas y puertas. Cualquier hueco que se ejecuta en el muro conlleva la pérdida de montantes y, por tanto, de resistencia. Es necesario suplementar esta pérdida en las jambas y considerar el efecto de esas cargas puntuales.

La manera más ortodoxa de ejecutar huecos es con una viga (o varias) en la dirección longitudinal, doblando los montantes en los apoyos. El cálculo debe incluir no sólo el dimensionamiento a flexión del dintel, sino la comprobación de la compresión extra transmitida a las jambas.

SUBSISTEMAS PLANOS INCLINADOS: CUBIERTAS

El análisis de las cubiertas es el más complejo, ya que las acciones varían mucho según la localización de la vivienda y la geometría de la cubierta.

Su función es la de recoger las cargas que actúan sobre ella (peso propio, sobrecarga de uso, viento y nieve) y transmitir las a los muros que las sustentan, depositándolas linealmente. También colaboran en la estabilidad global de la vivienda. [Figura 8]

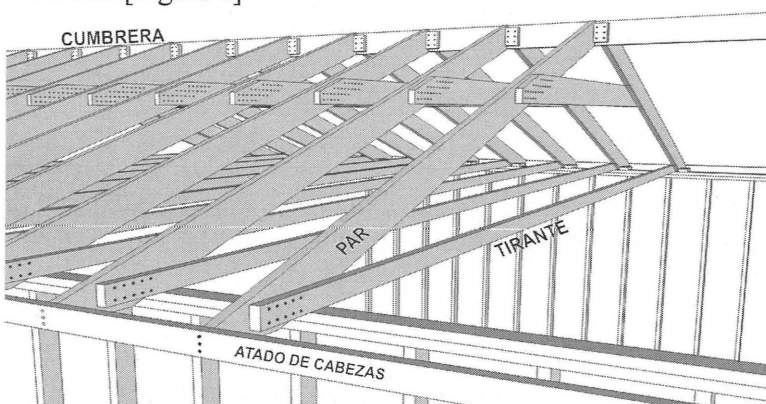


Figura 8. Cubiertas. Componentes

Dado que su posición es habitualmente mucho más cercana a la horizontal que a la vertical, sus elementos lineales trabajan fundamentalmente a flexión, como en los forjados, siendo válido todo lo comentado para éstos.

Para los tableros pasa exactamente lo mismo y, aunque las acciones consideradas varían, su funcionamiento es idéntico que en los forjados.

Aleros

Existe en las cubiertas a 2 aguas un punto característico, que es el alero, volando en el lado de los testeros. La forma típica de ejecutarlo es disponiendo piezas perpendiculares a los pares, cuya testa acomete a éstos y en el otro lado apoya sobre el muro de fachada, haciendo el alero en voladizo. [Figura 9]

Esta disposición permite dejar una distancia mayor entre el último par y el muro testero, de la que se deja entre pares. Las piezas que forman el alero apoyan en continuidad sobre el muro de fachada, llevándose éste la mayor parte de la carga. De este último vano, el par se lleva únicamente $3/8$ de la carga, por lo

que debe aumentarse un 33% con respecto al resto de vanos de la cubierta, para que el par de borde se lleve la misma carga que los demás.

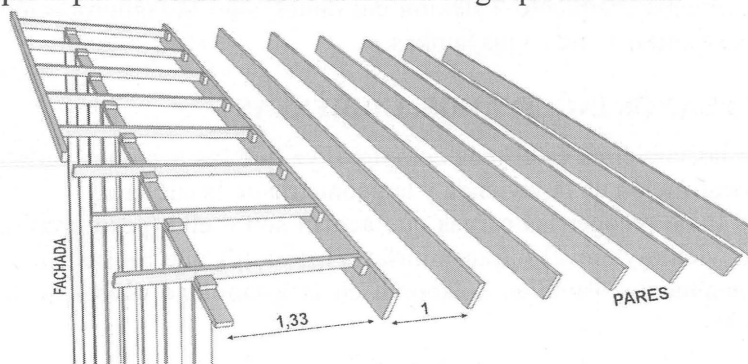


Figura 9. Cubiertas. Aleros

Las piezas que forman el alero suelen ser de menor sección que los pares y hay que hacer el cálculo independientemente. Sus cabezas deben atarse siempre.

Hay que tener presente que los tableros vienen en dirección longitudinal, para respetar la disposición del resto de la cubierta, por lo que el intereje entre las piezas que forman el alero debe ser divisible entre el ancho del tablero (habitualmente 120cm).

CONCLUSIONES

La construcción con madera está experimentando un resurgimiento en las últimas décadas que ha venido de la mano de su normalización, lo que ha hecho que sea muy predecible en su comportamiento estructural.

Aún así, sigue habiendo cierto desconocimiento y reticencias respecto de este material, incluso entre los propios técnicos.

A menudo es una barrera la trasposición normativa y de las propiedades mecánicas de los materiales derivados de la madera que siguen surgiendo, procedentes en su mayoría de los países anglosajones, de donde procede también la inmensa mayoría de la bibliografía al respecto.

En el caso de las viviendas de Entramado Ligero, a pesar de la gran variedad de materiales que pueden manejarse, las disposiciones estructurales son lo suficientemente limitadas para que sea abordable la elaboración de un catálogo de soluciones estructurales para forjados, muros y cubiertas que permita resolver, con suficiente seguridad, cada una de las situaciones que se presentan en una vivienda de este tipo, en aplicación de la normativa española.

REFERENCIAS

- Argüelles, Ramón, Arriaga, Francisco y Juan José Martínez. 2000. *Estructuras de madera. Diseño y cálculo*. Madrid: AITIM.
- Arriaga, Francisco. “Estructuras de madera”, *Tectónica*, 13:4-27.
- Bermúdez, José M. “De la madera y sobre la evolución del tablero” *Tectónica*, 11: 14- 27.
- Kesik, Ted J. 1998. *Manual de construcción de viviendas con armadura de madera – Canadá*. Canada Mortgage and Housing Corporation (CMHC).
- Peraza, J. Enrique. 2014. *Guía de la Madera II. Construcción y estructuras*. Madrid: AITIM.
- Ministerio de Vivienda. 2006. *Código Técnico de la Edificación. Seguridad Estructural. Madera*.

CONSTRUCCIÓN DE SUPERFICIES DE FORMA LIBRE CON PIEZAS PREFABRICADAS Y MÍNIMO ENCOFRADO

Pablo Vegas González¹

Resumen

Este artículo muestra la investigación que se está desarrollando sobre la posible construcción de superficies de forma libre con piezas prefabricadas y mínimo encofrado. La investigación forma parte del desarrollo de una tesis doctoral bajo la dirección de Ricardo Aroca y Alejandro Bernabéu. La idea parte de la base de estudiar superficies de forma libre obtenidas con las nuevas herramientas informáticas para que trabajen exclusivamente a compresión, pero estudiando un posible proceso constructivo de las mismas mediante piezas prefabricadas que permita realizarlas sin encofrado (sin cimbra) o con un encofrado mínimo, de forma equivalente a como tradicionalmente se han desarrollado las bóvedas sin cimbra, especialmente las bóvedas tabicadas.

INTRODUCCIÓN

En el estudio de posibles temas de tesis doctoral se empezaron a estudiar los métodos de búsqueda de forma estructural (form-finding) tradicionales y actuales y las superficies de "forma libre" que con ellos se podían obtener. A su vez se ha estudiado la evolución en el uso de cáscaras estructurales, con sus momentos de auge y declive, observando cómo la dificultad y coste del encofrado que estas estructuras requieren ha sido una de las causas de dicho declive. Observando que dicha dificultad históricamente en algunos casos se evitaba mediante la ejecución de bóvedas sin cimbra, se plantea realizar un estudio de la posibilidad de ejecutar las superficies de "forma libre" actuales antes mencionadas siguiendo un esquema similar para realizarse sin encofrado o con un encofrado mínimo. Dicho estudio se plantea analizando en primer lugar casos de geometría sencilla de los que extraer unas conclusiones que poder aplicar a situaciones de geometrías más complejas. También se estudian herramientas ac-

¹ Mecanismo Ingeniería / ETSAM, UPM, p_vegas@hotmail.com

tuales, como la impresión en 3D, que podrían permitir y abaratar la construcción de dichas superficies.

LA NECESIDAD DE ENCOFRADO/CIMBRA EN LA CONSTRUCCIÓN DE CÁSCARAS Y BÓVEDAS

La construcción de cáscaras de hormigón, como la de cualquier otro elemento estructural realizado con este material, debe siempre realizarse con un encofrado total dado el proceso constructivo que el material requiere. Sin embargo las bóvedas de fábrica (ladrillo, piedra u otro material semejante) no tienen necesariamente que requerir encofrados, si bien suelen requerirlos por un doble motivo:

- **Estructural:** Las bóvedas suelen estar diseñadas para un funcionamiento estructural adecuado en su estado completo, pero no necesariamente en estados intermedios o incompletos, en cuyo caso necesitan ser sostenidas por un elemento auxiliar (encofrado/cimbra).

- **Geométrico:** El encofrado se realiza con la forma que vaya a tener la bóveda, sirviendo por tanto de replanteo para la construcción final de la bóveda.

Si ambos requisitos son resueltos de otra forma, las bóvedas pueden llegar a realizarse sin encofrado ni cimbra, como se trata a continuación.

BÓVEDAS SIN CIMBRA

La construcción de bóvedas cuyo proceso constructivo permite realizarlas sin cimbra al ser autoestables en todas sus fases (ver Figura 1) es algo que se ha producido a lo largo de toda la Historia, habiendo numerosos ejemplos en la antigüedad (ver Figuras 2 y 3).

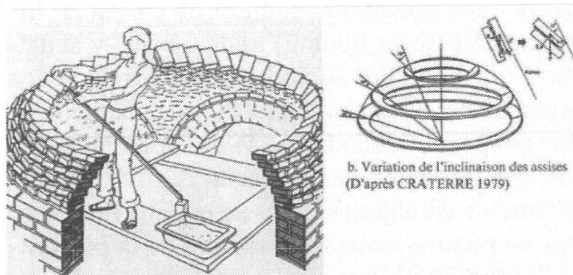


Figura 1. Dibujo de la construcción de una cúpula sin cimbra (<https://bovedastabicas.wordpress.com/la-boveda-tabicada/>)

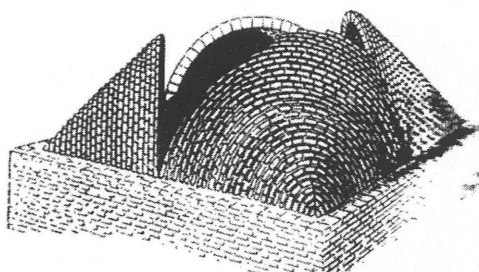


Figura 2. Dibujo de la construcción de una bóveda persa (Pope, 1938-1939).

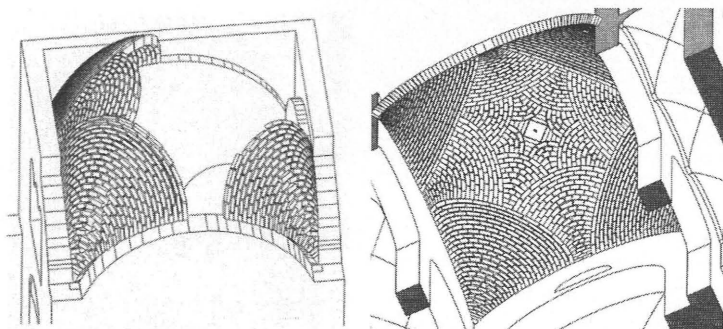


Figura 3. Dibujo de la construcción de la bóveda autosustentada de la "Cuba" cerca de Castiglione en Sicilia, probablemente de los siglos XI-XII (Copani, 2003).

Las bóvedas tabicadas

Dentro de las bóvedas sin cimbra destacan las denominadas bóvedas tabicadas, las cuales consisten en disponer la pieza cerámica por la parte plana, es decir, por la cara de superficie mayor que forman el largo o soga y el ancho o tizón del ladrillo, en vez de hacerlo por cualquiera de las demás caras gruesas.

La construcción de bóvedas tabicadas ha tenido un gran arraigo en España, especialmente en Cataluña, llegando a conocerse también como “bóvedas catalanas”.

Dentro de las bóvedas tabicadas una referencia esencial son los Guastavino, padre e hijo, los cuales exportaron la técnica a Estados Unidos, donde construyeron multitud de bóvedas tabicadas en Estados Unidos (ver Figura 4), profundizando y perfeccionando tanto su diseño como su construcción.



Figura 4. Vista de la construcción de bóvedas tabicadas en la biblioteca de Boston, obra de Rafael Guastavino Moreno (a la derecha, sobre una bóveda)
(<http://www.wbur.org/2013/01/10/guastavino-boston-library>)

En la posguerra española, dada la escasez de materiales (hormigón y acero), las bóvedas tabicadas vuelven a experimentar cierto auge y son empleadas por arquitectos como Francisco Asís Cabrero y Luis Moya. Este último realiza un importante tratado sobre el tema en su libro "Bóvedas tabicadas" (Moya. 1947).

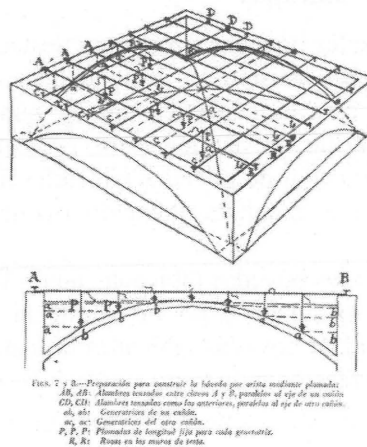
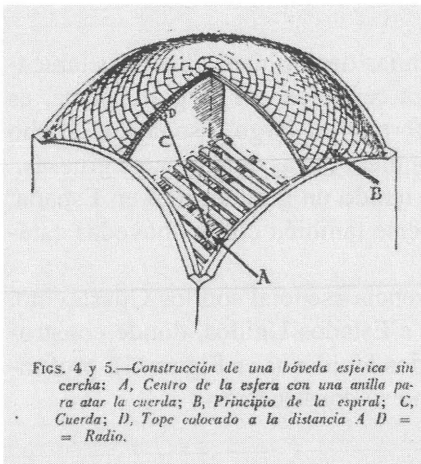


Figura 5. Dibujos del libro de Luis Moya "Bóvedas tabicadas" en el que se explican cómo replantear cúpulas y bóvedas sin encofrado (Moya. 1947).

BÓVEDAS DE FÁBRICA EN LA ACTUALIDAD

Tras el auge mencionado a principios y mediados del siglo XX el uso de bóvedas de fábrica había decaído ostensiblemente, pero en la actualidad podemos observar un cierto repunte de las mismas por diversos motivos:

En primer lugar por razones de sostenibilidad y racionalidad económica y constructiva, temas cuya importancia en el diseño arquitectónico es cada vez mayor. Un ejemplo de ello es el Mapungubwe National Park Interpretive Centre en Sudáfrica, obra de Peter Rich Architects y con el asesoramiento estructural de Michael Ramage, John Ochsendorf y Philippe Block (ver Figura 6).

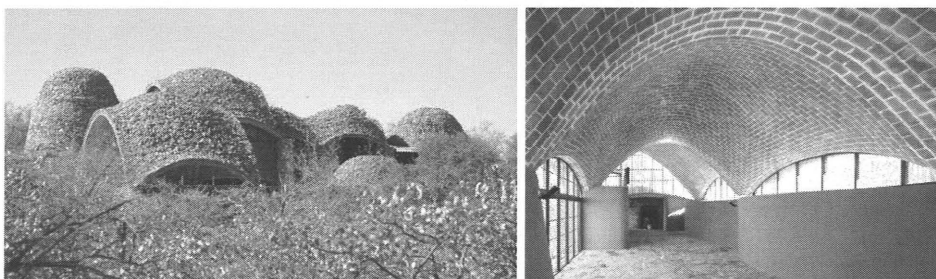


Figura 6. Vista exterior e interior del Mapungubwe National Park Interpretive Centre en Sudáfrica (http://www.peterricharchitects.co.za/projects/mapungu_inter_center.php)

En segundo lugar como motivo del auge que las bóvedas de fábrica pueden estar teniendo nos encontramos con el desarrollo de herramientas informáticas de form-finding, esto es, diseño estructural para la obtención de formas que funcionen a compresión para unas condiciones de contorno dadas. Éste es el caso del RhinoVAULT, un plug-in (complemento) del programa de diseño 3D Rhinoceros que ha sido desarrollado por Matthias Rippmann, Lorenz Lachauer y Philippe Block, dentro del Block Research Group del ETH de Zurich. Este programa se basa en el método geométrico Thrust Network Analysis desarrollado por Peter Block (Block, 2009) para la obtención de mallas tridimensionales que funcionen exclusivamente a compresión para peso propio y dadas unas condiciones de contorno concretas. Con esta herramienta además de algún prototipo para probar la validez de la solución ya se ha llegado a construir algún proyecto real, como es el caso del proyecto "Bricktopia" en Barcelona, de Map13 Architects (ver Figuras 7, 8 y 9).

No obstante es importante destacar que este método, como la mayoría de los métodos equivalentes, obtiene la forma final para las condiciones impuestas, no estudiando el proceso constructivo. Por ello para la construcción de la superficie se plantea la necesidad de realizar un encofrado prácticamente total (ver Figura 8), dejándose sectores de muy pequeñas dimensiones sin encofrado que puedan

sostenerse provisionalmente en voladizo desde las zonas que sí tienen encofrado gracias a la capacidad de los morteros con los que se realizan.

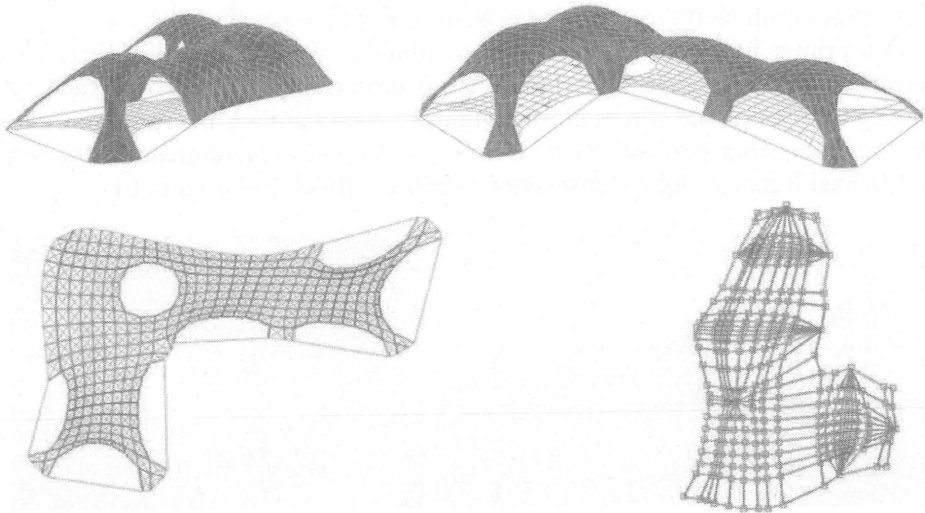


Figura 7. Vistas del modelo del proyecto Bricktopia desarrollado con RhinoVAULT (<http://www.dezeen.com/2013/11/26/bricktopia-vaulted-brick-pavilion-barcelona-map13/>)

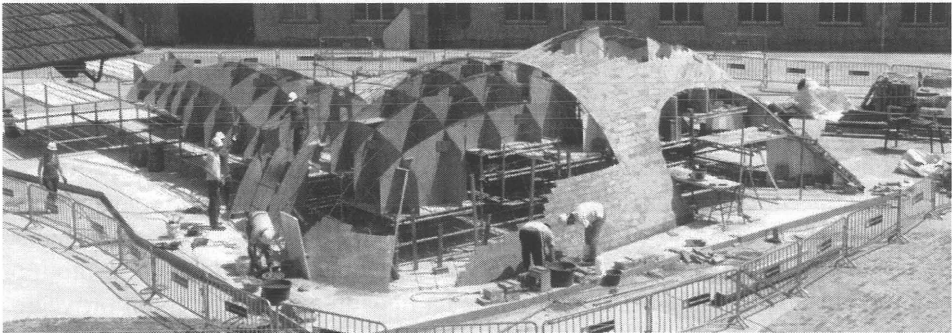


Figura 8. Vista de la construcción del proyecto Bricktopia (<http://www.eme3.org/2013/06/brick-topia-by-map13-winner-of-the-build-it/?lang=es>) (copyright Manuel de Lózar y Paula López Barba)

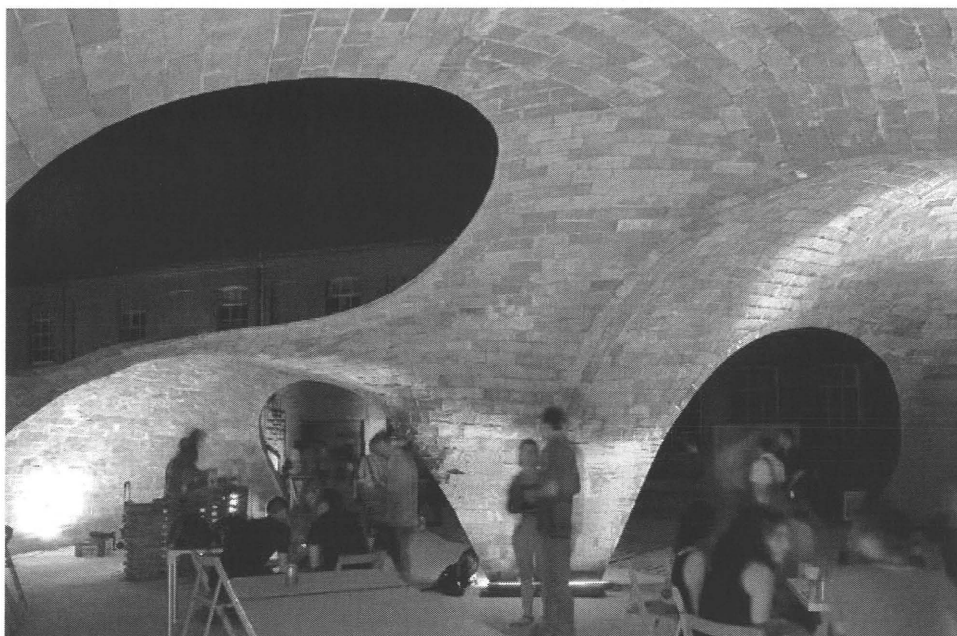


Figura 9. Vista interior del proyecto Bricktopia (<http://www.map13bcn.com/2013-Jun-Bricktopia-Map13-Barcelona>) (copyright Manuel de Lózar y Paula López Barba)

ESTUDIOS REALIZADOS SOBRE LA POSIBLE CONSTRUCCIÓN DE BÓVEDAS CON ENCOFRADO MÍNIMO

Bóvedas de geometría sencilla

Para una primera aproximación al tema que se está estudiando se han realizado una serie de modelos de bóvedas y cúpulas de geometría sencilla y se está estudiando su comportamiento estructural mediante el programa de cálculo Robot Structural Analysis (ver Figura 10), tanto en la fase final como en posibles fases intermedias de construcción, poniendo especial atención en las diferencias de deformaciones con peso propio de las diferentes fases y el rango de momentos flectores que aparecen en fases incompletas a fin de tratar de determinar si estos podrían ser asumibles por el proceso constructivo (morteros).

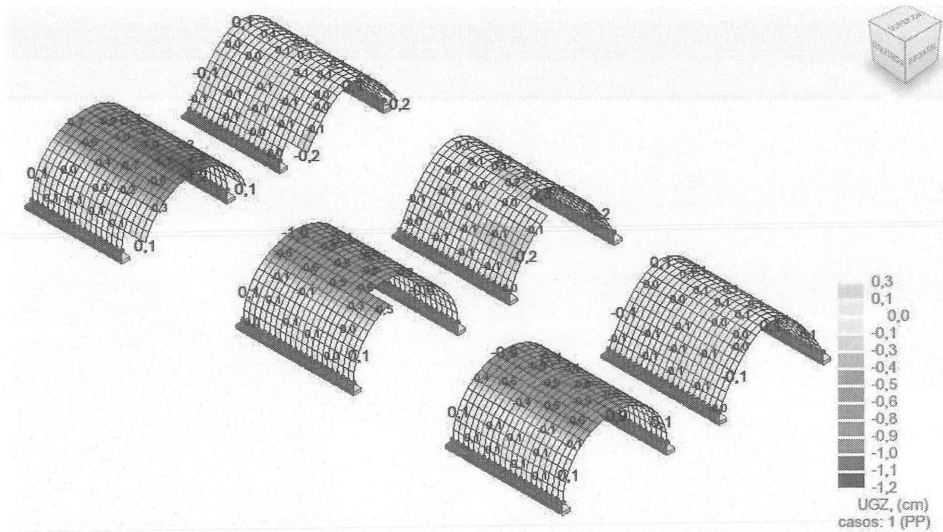


Figura 10. Estudio de diferentes fases constructivas de una bóveda lineal semicircular y otra parabólica - Deformada con peso propio

Cubierta del British Museum

Dentro de los estudios que se han empezado a realizar en esta investigación se ha tomado como ejemplo una cubierta real, la del patio del British Museum de Londres. Dicha cubierta se realizó según el proyecto de Foster&Partners y con la colaboración para el diseño y cálculo estructural de Buro Happold. La cubierta ejecutada se realizó con una malla metálica y la forma de la misma, un toroide que une el perímetro exterior rectangular con la biblioteca central de planta circular, se obtuvo para que funcionara como una bóveda principalmente a compresión. Aunque el material del proyecto original no fuera fábrica y por tanto el proyecto como tal no fuera susceptible del tipo de construcción que se está estudiando en esta investigación, por lo mencionado de haberse diseñado como bóveda trabajando a compresión se ha considerado que es un buen ejemplo para hacer el estudio de una hipotética construcción de la misma con elementos de fábrica o similares. Para ello se ha realizado un modelo tridimensional de la cubierta con RhinoVAULT y éste se ha introducido en el programa de cálculo estructural Robot Structural Analysis y se ha definido la superficie como una cáscara de un material isotrópico. Sobre este modelo se han realizado unos estudios equivalentes a los de las bóvedas anteriormente citadas (ver Figura 11).

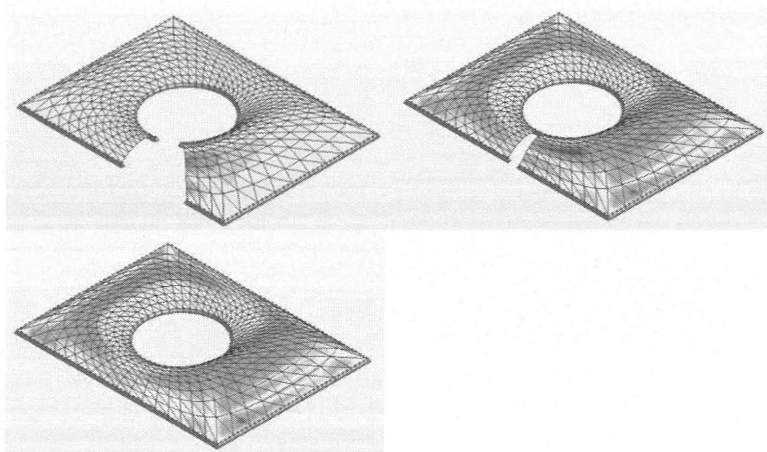


Figura 11. Vista de los modelos de cálculo desarrollados para estudiar la cubierta del British Museum en diferentes fases de un posible proceso constructivo. Gráfica de deformaciones a peso propio (NOTA: La escala de colores de los gráficos es distinta)

REALIZACIÓN DE BÓVEDAS CON IMPRESIÓN 3D

La impresión 3D

La impresión 3D es un grupo de tecnologías de fabricación por adición donde un objeto tridimensional es creado mediante la superposición de capas sucesivas de un material, que puede ser desde plástico hasta hielo o materiales comestibles. Existen múltiples tipos de impresión 3D según la forma en la que se realice dicha adición y el material empleado: por extrusión, hilado, granulado, laminado, etc. Es un campo relativamente reciente y que está experimentando un enorme auge en la actualidad, ampliando constantemente sus ámbitos de aplicación al ir aumentando su repertorio de materiales y tamaños posibles, así como ir reduciendo sus costes.

La impresión 3D en construcción

En el mundo de la arquitectura la impresión en 3D inicialmente no se empleaba para la edificación en sí, sino para la realización de maquetas (ver Figura 12). Pero el auge de esta tecnología, con nuevos materiales y alcanzando tamaños inicialmente impensables, ha llevado a una situación en la que hace poco tiempo se empezó a plantear la posibilidad de realizar edificios con esta técnica con el fin de realizar formas que de otro modo serían difícilmente ejecutables o a desarrollar técnicas específicas de impresión en 3D con hormigón para la realización industrializada de viviendas (ver Figura 13) y recientemente se ha llegado a construir un edificio completo empleando impresión en 3D para reducir costes.

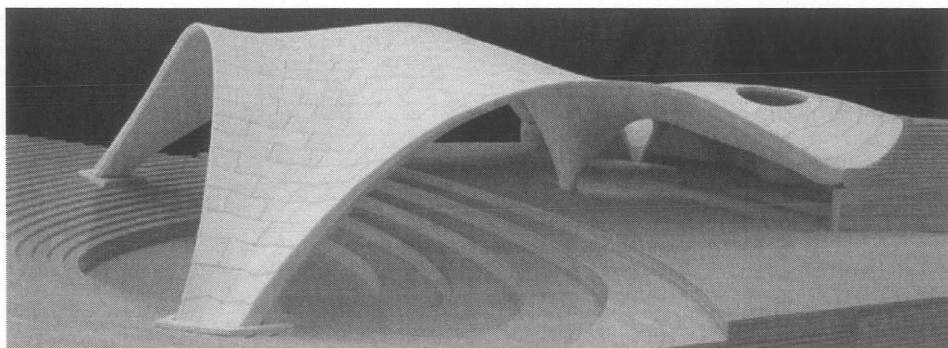


Figura 12. Maqueta realizada con piezas hechas con impresora 3D de la bóveda de piedra proyectada por el Block Research Group para el MLK Jr Parken Austin, Texas (<http://www.block.arch.ethz.ch/brg/project/mlk-jr-park-stone-vault-austin-tx-usa>)

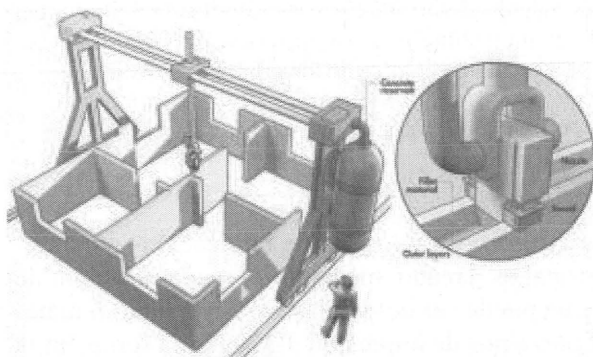


Figura 13. Recreación de viviendas realizadas con la técnica de impresión 3D con hormigón "Contour Crafting" (<http://www.contourcrafting.org/>)

La impresión 3D para la construcción de bóvedas

Por lo anteriormente expuesto se considera que la impresión 3D tiene un gran potencial para la construcción de las superficies de forma libre que se están estudiando, no ya sólo para sus maquetas como se ha estado desarrollando hasta ahora (ver Figura 12). Dada la gran versatilidad que ofrece tanto en materiales como en tamaños se plantean dos posibilidades:

- Que las bóvedas se construyeran con piezas independientes generadas por impresión en 3D y que se unieran entre sí con la mínima capacidad a flexión requerida para la construcción sin cimbra, de forma equivalente a las bóvedas tabicadas. Este tipo de unión podría ser por medios geométricos y mecánicos (piezas machihembradas) o por medios químicos (adhesivos). En este tipo de construcción el requisito geométrico del encofrado no existiría ya que las piezas se fabricarían con su geometría exacta y la forma final se obtendría por la simple yuxtaposición de los elementos, de forma equivalente a las bóvedas de piedra tallada. El requisito estructural del encofrado debería resolverse con un co-

recto estudio del proceso constructivo como el que se ha mencionado, que determine la secuencia que permita la construcción sin encofrado o con un encofrado mínimo.

- Que las bóvedas se construyeran de una sola pieza, directamente "impresas" en 3D, como ya se ha planteado e incluso ejecutado para edificios enteros. Para esta posibilidad el requisito geométrico del encofrado no existiría, pero para evitar el requisito estructural sería igualmente necesario un estudio del proceso constructivo que permitiera la construcción/impresión de la bóveda de forma que fuera estable en todo momento utilizando los mínimos apoyos/encofrados posibles.

SITUACIÓN ACTUAL DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación presentada está todavía en una fase inicial, si bien permite valorar el elevado interés del tema, que ha sido además poco desarrollado, por lo que se considera apropiado profundizar en él.

El planteamiento a seguir es el de ahondar en la evolución histórica de las cáscaras, en especial las bóvedas sin cimbra, y proseguir con la experimentación con modelos de menor a mayor complejidad geométrica en la búsqueda de parámetros y estrategias para el estudio de la viabilidad de la construcción de las diferentes superficies sin encofrado o con encofrado mínimo y la optimización de su proceso constructivo.

REFERENCIAS

Adell, Josep M^a y Antonio Rolando. 2005. "Luis Moya y las bóvedas tabicadas en la posguerra española". *Informes de la Construcción*, 56, n^o 496, marzo-abril 2005.

Block, Philippe. 2009. *Thrust Network Analysis. Exploring Three-dimensional Equilibrium*. Thesis for Doctor of Philosophy in Architecture: Building Technology at the Massachusetts Institute of Technology.

Copani, Pietro y Laura Buonanno. 2003. "The "Cuba" near Castiglione in Sicily. A self-supporting vault made of volcanic stone". *Proceedings of the First International Congress on Construction History, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid 20-24 January 2003*, Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Moya, Luis. 1947. *Bóvedas tabicadas*. Madrid: Ministerio de la Gobernación. Dirección General de Arquitectura.

Pope, Arthur U. 1938-39. *Survey of Persian Art*. London-New York: Oxford University Press.

<https://bovedastabicadas.wordpress.com/la-boveda-tabicada/>

<http://block.arch.ethz.ch/brg/tools/rhinovault>

<http://www.map13bcn.com/2013-Jun-Bricktopia-Map13-Barcelona>

PALACIO DE EXPOSICIONES Y CONGRESOS "VEGAS ALTAS" EN VILLANUEVA DE LA SERENA

Pablo Vegas González¹

Resumen

La ponencia analiza el desarrollo del proyecto y obra del Palacio de Exposiciones y Congresos "Vegas Altas" en Villanueva de la Serena (Badajoz), obra de los arquitectos Luis Pancorbo, José de Villar, Carlos Chacón e Inés Martín Robles, y en la que Mecanismo Ingeniería desarrolló el Proyecto de Estructuras y realizó la Asistencia Técnica a la Dirección Facultativa durante las obras. En la ponencia se analizan las soluciones estructurales adoptadas para cada parte del edificio, muy diferentes entre sí y con problemáticas y soluciones muy diversas, pero con un uso singular del hormigón común a todas ellas.

INTRODUCCIÓN

Para el nuevo Palacio de Exposiciones y Congresos "Vegas Altas" en Villanueva de la Serena (Badajoz) se convocó un concurso público del que salió elegido el proyecto de Luis Pancorbo, José de Villar, Carlos Chacón e Inés Martín Robles y en el que Mecanismo Ingeniería desarrolló el Proyecto de Estructuras y realizó la Asistencia Técnica a la Dirección Facultativa durante las obras.

El edificio se desarrolla como un anillo enterrado del que sólo emerge un "cubo" de hormigón de unos 18 m de lado y unos 20 m de altura que aloja la caja escénica del auditorio principal, salas de ensayo y una cafetería (ver Figura 1). Dicho anillo se divide en 5 partes (ver Figura 2): El "cubo" (A), la zona de instalaciones (B), el auditorio secundario (C), la zona de exposiciones (D) y el auditorio principal (E). El interior del anillo lo configura una plaza inclinada que sirve de entrada principal al edificio (ver Figura 3). Las 5 partes mencionadas en las que se organiza el edificio estructuralmente son bloques independien-

¹ Mecanismo Ingeniería / ETSAM, UPM, p_vegas@hotmail.com

tes separados entre sí por juntas de dilatación, existiendo otra junta de dilatación que divide la zona de exposiciones en dos, dada su longitud.

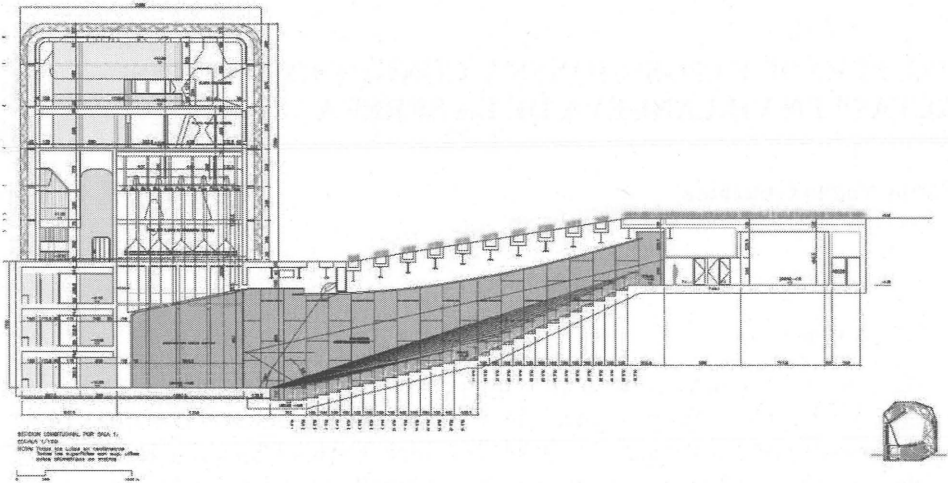


Figura 1. Sección longitudinal del auditorio principal y el "cubo"

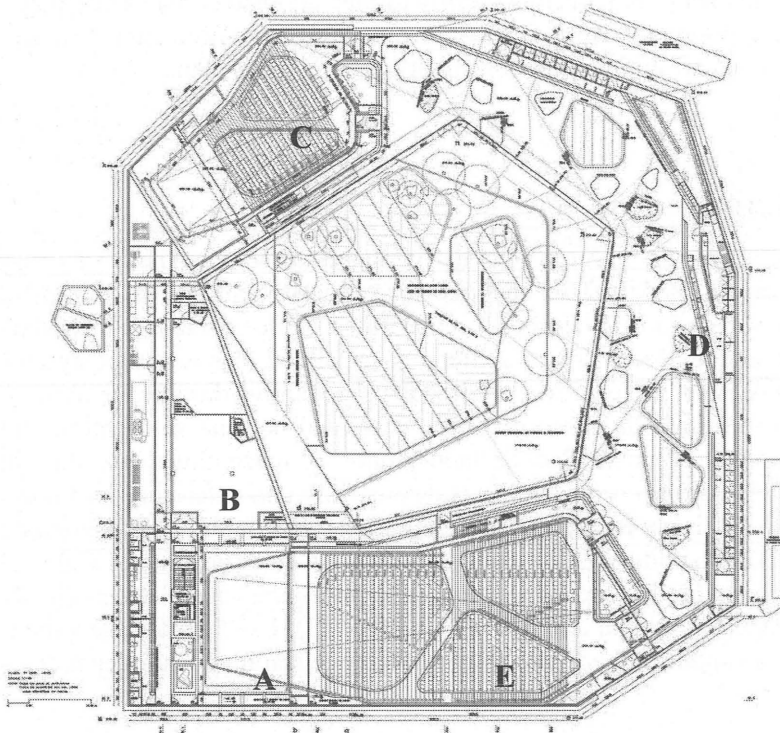


Figura 2. Planta general del edificio indicando las 5 zonas en las que se divide

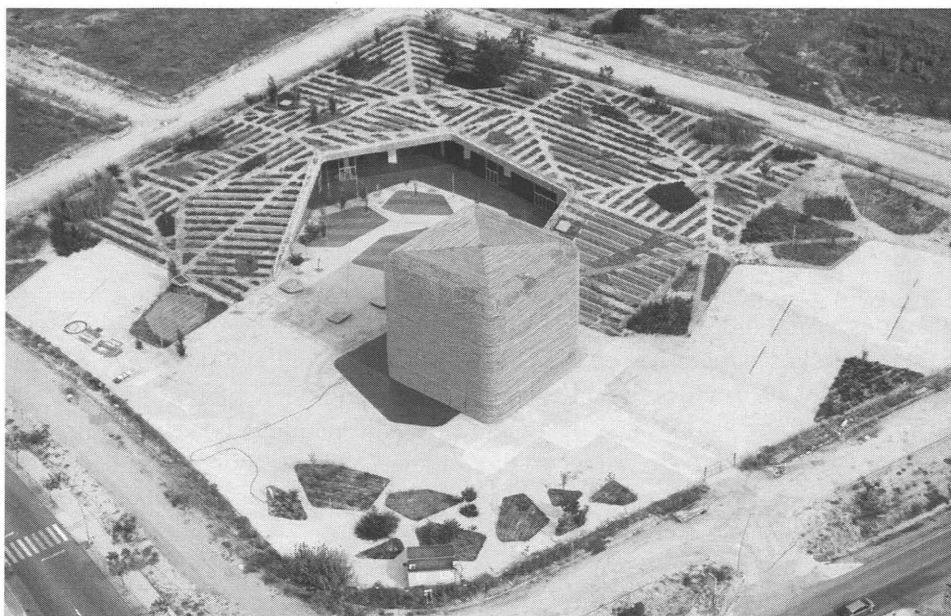


Figura 3. Vista área general del edificio recién terminado, con el "cubo" (abajo en el centro), la cubierta de auditorios (a la izquierda el secundario y a la derecha el principal) y sala de exposiciones (al fondo) y en medio la plaza de acceso

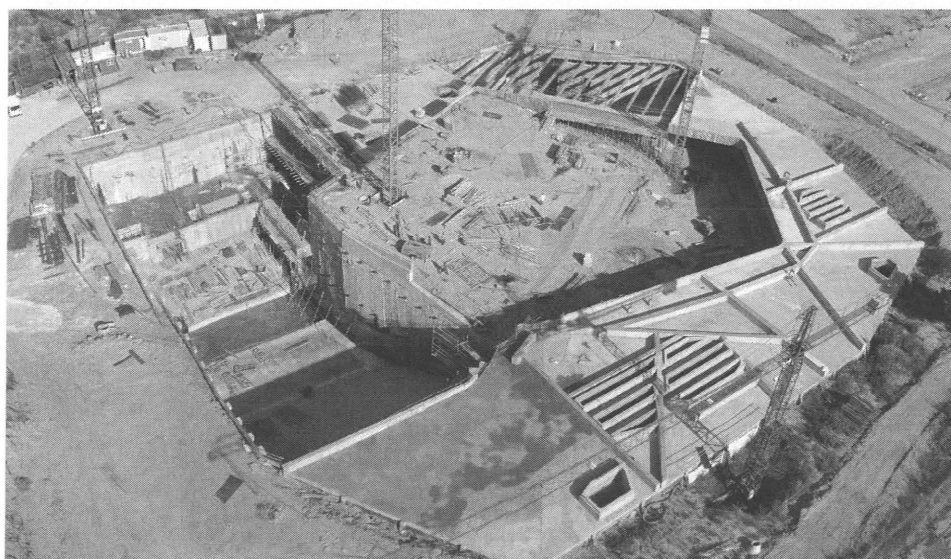


Figura 4. Excavación del auditorio principal (izquierda), vigas del auditorio secundario (arriba) y cubierta de la zona de exposiciones (abajo y derecha)

EXCAVACIÓN Y CONTENCIÓN DE TIERRAS

Como se ha comentado, el edificio está enterrado en su mayor parte, llegando a una profundidad de hasta 13 m en el auditorio principal (ver Figuras 1, 4 y 5), habiendo numerosas partes en las que no existe ningún forjado de acodalamiento. Para el desarrollo de esta excavación se realizaron muros-pantalla continuos con anclajes que en algunos casos eran temporales pero que en las zonas de mayor altura libre y sin forjados de acodalamiento debían ser permanentes (ver Figura 5). Según el Estudio Geotécnico inicial el nivel freático se encontraba a poca profundidad, lo que supuso un cálculo con grandes presiones en los muros-pantalla y subpresión en la losa de fondo que conllevó un primer diseño de los mismos de grandes dimensiones y armados. Previamente al inicio de las obras se realizó un estudio más detallado de la hidrogeología que determinó que se podía rebajar el nivel freático con un sistema de drenaje y bombeo del agua, que permitió un importante reducción y abaratamiento de las pantallas y la losa de fondo (ver Figura 5).

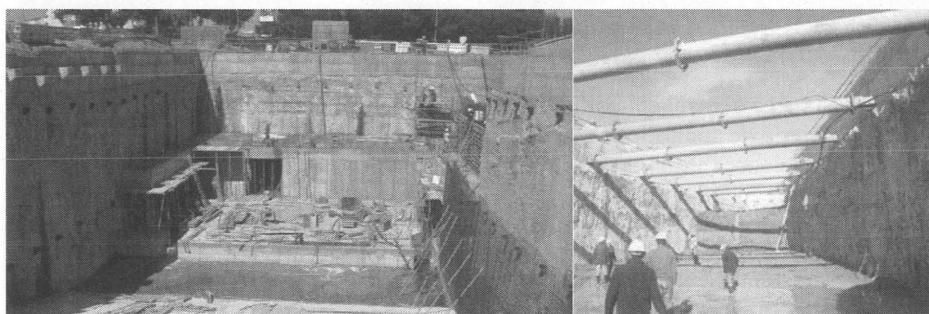


Figura 5. Excavación del auditorio principal y de la zona de instalaciones. Se pueden observar los anclajes (algunos permanentes y otros temporales) del auditorio principal y los codales temporales de la zona de instalaciones. En ambos casos se puede observar el afloramiento de agua en el fondo de excavación

Durante el proceso de excavación se realizó un seguimiento topográfico de los movimientos de las pantallas para confirmar que éstos estaban dentro de lo previsto.

ZONA DE EXPOSICIONES

La zona de exposiciones es una pieza semienterrada de geometría compleja (ver Figura 6), con muros de contención con contrafuertes exteriores en su parte trasera y abierta hacia la plaza interior en la zona delantera. Su cubierta, continuación de las de los auditorios, es transitable y vegetal, con importantes relleños de tierra (ver Figura 3) y se apoya en los muros de contención y en pilares metálicos apantallados interiores, realizados con chapas metálicas de 2 cm de espesor y dimensiones desde 15x60 cm hasta 18x150 cm (ver Figura 7). Dicha cubierta se resuelve con losa maciza de hormigón armado de 35 cm de canto y

con vigas de canto invertido con una altura total de 115 cm que quedan embebidas en la tierra vegetal y que se disponen adaptándose a la geometría de la cubierta y la ubicación de los pilares. La cara inferior de la losa es vista y en determinadas zonas de la cubierta se disponen lucernarios (ver Figura 7).

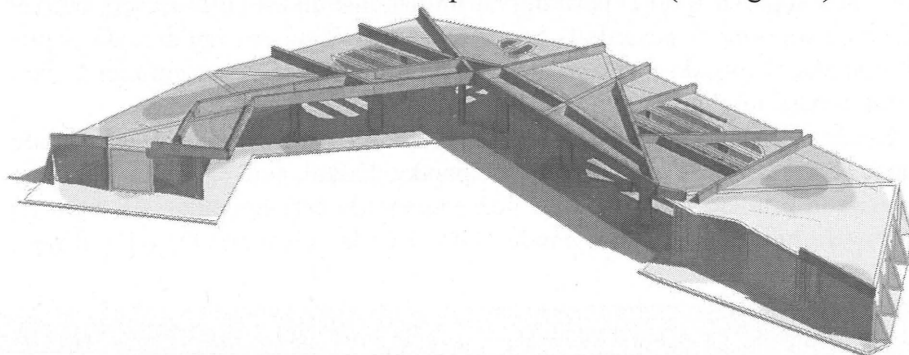


Figura 6. Modelo de cálculo de la zona de exposiciones realizado con el programa Robot Structural Analysis. Mapas de deformaciones

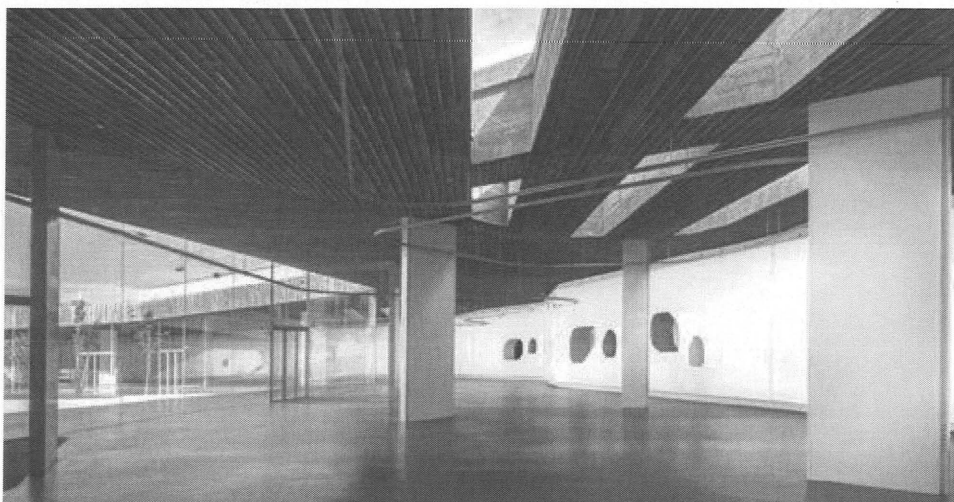


Figura 7. Zona de exposiciones al finalizar la obra

AUDITORIOS

La cubierta de los dos auditorios, continuación de la de la zona de exposiciones, es transitable y vegetal, con importantes rellenos de tierra. Ambas cubiertas se realizan con vigas mixtas, con luces de 18 a 23 m en el caso del auditorio principal (ver Figura 8) y de 8 a 17 m en el caso del auditorio secundario. Las vigas se realizan con perfiles metálicos tipo HEM conectados al forjado

superior de chapa colaborante de 30 cm de canto. El forjado de chapa está hormigonado en dos fases por dos razones:

- Evitar el apuntalamiento del forjado, de gran altura libre: La chapa es insuficiente para soportar todo el peso del hormigón cuando éste está fresco, pero sí es capaz de soportar el peso de la primera tongada. Una vez endurecida la primera tongada, el forjado formado por ésta junto con la chapa es suficiente para aguantar el peso total del hormigón.

- Evitar el pandeo lateral de las vigas mixtas: Con el peso total del forjado las vigas previstas tendrían problemas de pandeo lateral, pero sí son válidas para el peso de la primera tongada. Una vez endurecida ésta tongada se genera un diafragma rígido que impide el pandeo lateral de las vigas mixtas para el peso total del forjado.



Figura 8. Auditorio principal en ejecución con las vigas mixtas de cubierta

EL “CUBO”

La fachada del “cubo” es una piel estructural de hormigón con una compleja geometría de huecos (ver Figura 9) que se realizó mediante un encofrado trepante alojando en su interior piezas de porexpán con la forma de los huecos poligonales (ver Figura 10). Para los forjados que se desarrollan sobre la caja escénica alojada en el “cubo”, así como para sostener la maquinaria, se disponen dos cerchas metálicas de unos 18 m de luz apoyadas en las fachadas (ver Figuras 9 y 10).

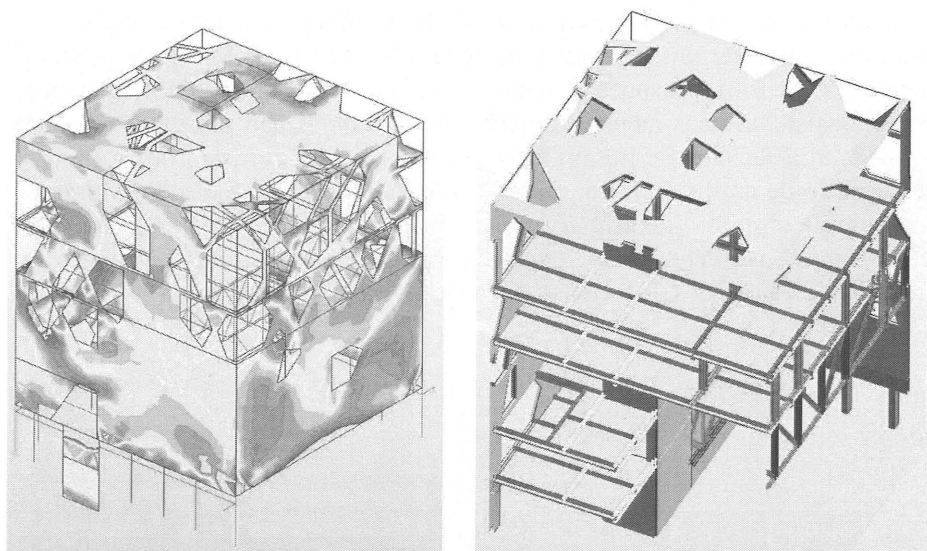


Figura 9. Modelo de cálculo del “cubo” realizado con el programa Robot Structural Analysis. Mapa de tensiones en la piel de hormigón y corte por las fachadas Sur y Este

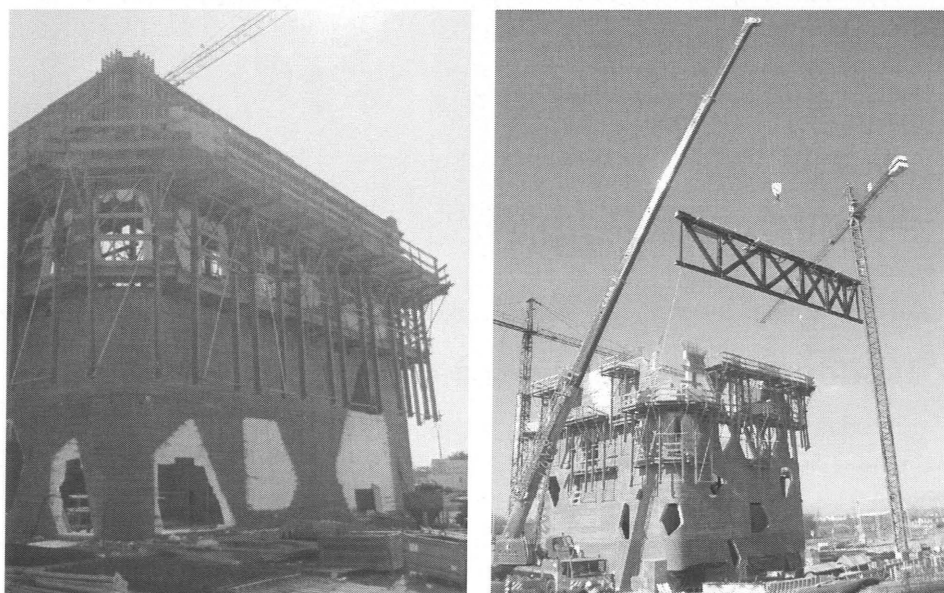


Figura 10. Vista del “cubo” en ejecución. Detalle del encofrado trepante y de los huecos realizados con porexpán y vista del momento de la colocación de una de las cerchas interiores

Por el exterior de la piel estructural de hormigón se encuentra una subestructura para disponer una segunda piel, separada entre 1 y 1,5 m de la primera, realizada con maromas dispuestas horizontalmente (ver Figura 11). Esta subestructura consiste en unas ménsulas metálicas, realizadas con perfiles HEB 100, conectadas a la fachada de hormigón y atadas en el exterior con otro perfil de borde a modo de anillo. Entre un nivel y otro de ménsulas se disponen tirantes que van desde el muro de hormigón de un nivel al extremo de la ménsula en el nivel inferior. Finalmente entre los anillos de borde se disponen redondos en diferentes direcciones, a los cuales se atan las maromas que configuran esta segunda piel.

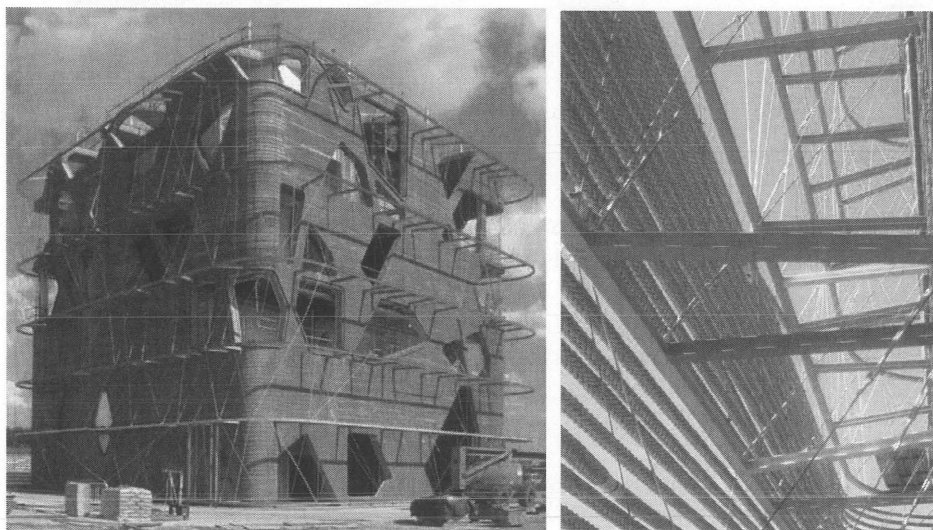


Figura 11. Vista exterior del “cubo” previa a la ejecución de la piel de maromas y vista interior de la subestructura de fachada durante dicha ejecución

HORMIGÓN VISTO: COLOR Y ENCOFRADOS

En todas las zonas donde el hormigón queda visto (fachada del “cubo”, cubiertas de auditorios y sala de exposiciones) éste ha sido hormigón dorado. Los encofrados usados para el hormigón visto han sido tablillas de madera con espacio entre ellas para la aparición de estrías de hormigón (cara inferior de cubierta en sala de exposiciones y fachada del cubo, ver Figuras 7 y 11) o troncos de madera (canto de la cubierta de auditorios y zona de exposiciones hacia la plaza, ver Figura 12).



Figura 12. Vista de un canto de la cubierta transitable, realizado con hormigón dorado encofrado con troncos de madera

CONCLUSIONES

- Con esta ponencia se quiere poner de manifiesto la importancia que las estrategias de contención de tierras así como el proceso constructivo tienen en el proyecto de estructuras de edificios enterrados y la dificultad que estas estructuras conllevan, a veces superiores a las de edificios sobre rasante aparentemente más complejos. En esta línea se ha querido destacar la importancia que un correcto estudio de las condiciones geotécnicas e hidrológicas y la adopción de medidas correctoras, tales como la disposición de sistemas de drenaje y bombeo, tienen de cara a evitar soluciones excesivamente costosas.
- También se ha querido destacar la capacidad plástica que pueden tener las estructuras de hormigón cuando hay una voluntad arquitectónica de mostrarlas e integrarlas en el diseño del edificio, buscando nuevas formalizaciones (hormigones dorados, encofrados con troncos, volúmenes “tallados”...) de este viejo material.

DATOS DEL PROYECTO Y OBRA

Localización:	Villanueva de la Serena (Badajoz)
Proyecto y Dirección de Obra:	Luis Pancorbo, José de Villar, Carlos Chacón, Inés Martín Robles
Aparejadores:	Manuel Trenado y José Luis López
Estructura:	Mecanismo Ingeniería (Juan Rey, Jacinto Ruiz, Pablo Vegas, Rinske Daniels)
Instalaciones:	Úrculo ingenieros
Acústica:	Arau Acústica (Higini Arau)
Promotor:	Consejería de Cultura y Turismo. Junta de Extremadura
Constructora:	Placonsa (Julio Oreja)
Presupuesto de Ejecución Material:	10,5 millones de € (aprox.)
Superficie:	6.900 m ² (aprox.)
Capacidad auditorios:	800 y 274 asientos
Fecha de concurso:	Septiembre de 2008
Fecha de proyecto:	Mayo de 2009
Fecha de inicio de obra:	Enero de 2010
Fecha de finalización de obra:	Noviembre de 2014

REFERENCIAS

- DVCH Arquitectos: <http://devillarchacon.com/portfolio-item/auditorio-vegas-altas/>
- Jesús Granada: <http://www.jesusgranada.com/palacio-de-congresos-y-exposiciones-vegas-altas/>
- Maluenda, Inma / Encabo, Enrique. 2014. "Escalas extremeñas. Palacio de Exposiciones y Congresos, Villanueva de la Serena (Badajoz)." *elcultural.es*. 31/10/2014. <http://www.elcultural.es/revista/arte/Escalas-extremenhas/35374>
- Mecanismo Ingeniería: <http://www.mecanismo.es/web/?menu=26&proy=69>
- Rey, Juan y Vegas, Pablo. 2014. "Palacio de Exposiciones y Congresos "Vegas Altas" en Villanueva de la Serena". *Actas del VI Congreso de ACHE*.
- Palacio de Congresos Vegas Altas, Villanueva de la Serena (Badajoz). Vegas Altas Congress Center. Pancorbo, De Villar, Chacón & Martín Robles. *AV Monografías.173-17. España 2015. Spain Yearbook*
- Pancorbo Arquitectos: <http://www.pancorboarquitectos.com/#!pec/clz7f>
- Zabalbeascoa, Anatxu. 2015. "¿Cuánto deben verse los Palacios de Congresos?". *Blogs Cultura de El País*. 16/02/2015: <http://blogs.elpais.com/del-tirador-a-la-ciudad/2015/02/cuanto-deben-verse-los-palacios-de-congresos-.html>

LISTADO DE PROMOCIONES Y DIRECTORIO

LISTADO DE ALUMNOS POR PROMOCIÓN DEL MÁSTER EN ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN

(Los alumnos marcados con * figuran en el directorio)

1ª Promoción 2007/2008

Abad de Diego, Cristina
Alonso González, Mónica
Alonso Luque, Ignacio *
Asorey Martínez, Marta *
Cabrillo, Miguel
Cadenas Aguado, Manuel *
Carriegos Vieira, Celia
Corral García, Jaime *
Cuello Pereira, Macarena *
Curbelo Gutiérrez, Román *
Fachini Barrueto, Renzo
Fuentes González, Paula *
García Cava, David
García Montesinos, Borja
Garrido González, Tamara *
Grillo Torres, Guillermo
Gris Martínez, Pablo
Guevara Melgar, Melvin *
López Ulloa, Fabián *
Luján Bellón, Christian
Morales Nieves, Francisco Javier *
Muñoz Tejada, Sergio
Ntelmekoura, Konstantina
París Martín, Iván
Rodríguez Galán, Víctor *
Rodríguez González, Pedro
Rodríguez Ruiz, Juan Manuel *
Sánchez Bombín, José
Sánchez González, M^a Esther *
Soriano Estivalis, Beatriz *
Silgo Ibáñez, Javier María *
Tarrío Alonso, Isabel
Vallejo García, Juan *
Vegas González, Pablo *
Vera Arroyo, Tomás *

2ª Promoción 2008/2009

Acosta Torres, María del Carmen
Alcantarilla Garza, Iván
Alonso Crespo, Unai *
Anaya Gil, Pablo *
Aznar López, Antonio
Baciero Ruiz, Carlos Tadeo
Baptista Riesgo, Marcos
Barranco Martín, Jesús
Beltré Herrera, Vanessa
Boró Herrera, Sergio
Briones Barrera, Claudio
Brox Ortega, Beatriz
Calle Carbonero, Víctor
Contreras Navarro, Nati
Escolano Taravillo, Silvio *
Esteve Martínez, Gumersindo
Fernández Carmena, M^a Carmen
Fernández Iglesias, M^a Esther *
Gómez Martín, Elena
Gómez Martínez, Fernando *
González Cruz, Marcos
González Pérez, Anselmo
Hernández Gómez, Juan *
Lozano Ramírez, Margarita
Lucio Bello, Elena
Martín Díaz de Bustamante *
Martín Oliva, David
Mendoza Rodríguez, José M^a *
Meza Martínez, Roxi Adriana *
Morenate Navío, Gregorio *
Muñoz Díez, José Antonio *
Navalón Mateos, David
Navarro González, Martín *
Ojeda Izquierdo, Nestor
Peña Barasoain, Tomás *
Prades Martí, Lorenzo
Rodríguez Montesino, Mirelys

Listado de alumnos por promoción

Román Morales, César
Romero González, Javier
Romero Uriz, Adrián
Ros Bonanad, Davinia *
Salvador Rodríguez, Jesús *
Sánchez Martín, Álvaro *
Sanz Gaztañaga, Javier
Terriente Ballesteros
Vicente Martín, Jesús *

3ª Promoción 2009/2010

Álvarez Salgueiro, Livia
Álvarez Torres, Fernando *
Astudillo Larraz, Alex *
Barcena García, Joanes
Bejerano Sanchidrián, Sara *
Blanco Santos, David *
Bove Díaz, Geaninna Fabiola *
Calvo Sabroso, David
Campo Martínez, Nuria del
Cantero Gratal, Helena
Chin Ly, María Teresa
Coves Piqueres, Carolina
Díaz Badra, Mario *
Díaz-Pavon Cuaresma, Alejandro
Esteban Segurado, María José
Fernández Delgado, Marta
Fortea Navarro, Inmaculada *
Fuente Simón, José Luis de la *
Garcés Armas, Montserrat
García Hervas, Esther
García Sánchez, Gonzalo *
Gómez Corona, Vanesa *
González Magallanes, Teresa *
González Noheda, Juan Carlos *
Grado Jordano, Antonio *
Granados Lucena, Vanessa María *
Hernández Diéguez, Sandra
Hombrados López, Marta *
Huertas Sanchez, Rafael
Hueva Cienfuegos, Gabriel *
Jiménez Díaz, Pablo Manuel
Knupfer Lebrero, Beatriz *
Lirola Pérez, Juan Miguel
López Aguado, Celia
López Santamaría, Marina Clara
Maeztu Oset, Laura
Mayato Antón, Vanesa
Melian Cordero, María José

Merli, Alessandra
Milano Curto, Juan *
Molinos Esparza, Roberto *
Monsalvete Álvarez- Uríbarri, Rocío
Moreno Hernández, Jesús *
Muñoz de Morales Morales, Elena
Nava Castresana, Alejandro *
Nieves Conde, Patricia Jane *
Ojeda Mendoza, Orlando
Oliva Rivero, Jaime
Pascua García, David
Perea Manzano, Mariano *
Piñas Calderón, Javier *
Quintana Diepa, Noemi
Quintas Rodríguez, Miguel Ángel
Ramos Espadas, Manuel
Del Río Salio, Andrés *
Rodríguez Cámara, Antonio *
Rodríguez González, Celio
Rodríguez Romero, Mª Trinidad
Rodríguez-Thorices Gómez-F., Luis
Rosales Ibáñez, Gabriel
Saadi, Fouad
San Hipólito Marín, Fernando *
Santos Pérez, María Ángeles
Sierra González, Alicia *
Téllez Rubio, Rosa Mª
Tomás Mateos, Carlos Alberto
Torriente Hoyo, Ricardo de la *
Uncilla Cortaberria, Lander
Valls Fernández, Jan
Velasco Olmo, Beatriz
Yanes Armas, Sonia *
Zaballa Paraíso, Sarai *

4ª Promoción 2010/2011

Andrés Planells, María *
Arce Blanco, Marina
Arriba García, Laura de
Ávila Nieto, Miguel
Bermejo Sánchez, Yolanda
Blázquez Polo, Daniel *
Brzezinski, Marcin
Caleo, Paolo *
Carreras, Ainhoa *
Cervera de la Rosa, Diego
Cuena, Eduardo
Domingo Medrano, Alicia
Fernández González, Alberto *

Listado de alumnos por promoción

Fernández Rodríguez, Inés *
Fuente García, Rodrigo
García Bravo, Marcos *
García González, Jacob *
Garnica Betrán, Carmelo José
Garrido Hernández, Carla
Goiri Sanchoyerto, José María
Gómez Mateo, Javier *
Gómez-Lanza Romero, Luis *
González Lisorge, Ausias
Gonzalo Calderón, Laura *
Granados Trujillo, David *
Guillén Feltre, Francisco
Jimeno Lara, Javier *
Legaristi Lizarra, Izaskun *
Llano Torre, Aitor *
López Ballesteros, Lorena *
López Campoy, Manuel *
Martín Zabalegui, Iván
Martínez Escorihuela, Adrián *
Matilla Pérez, Pablo *
Meléndez Guerra, María Ángeles
Méndez Alamillo, Juan Ángel *
Muñoz Galán, Javier *
Nevado Carvajal, Yaiza
Ortega López, Juan José *
Osuna Jurado, Andrés *
Penas Nogales, Susana
Perera Taboada, Guillermo
Piñero Aguirre, Víctor *
Prado Nájera, Omar *
Recuero Samboal, Raúl
Roldán Méndez, María
Romero González, Juan
Sanz Sanchez, Laureano
Tamashiro Arias, Tami Patricia *
Vidal Sánchez, Anxel

5ª Promoción 2011/2012

Alonso Sanz, Miriam *
Álvarez Gómez, Beatriz *
Cal Manteca, Manuel de la *
Calle García, Alejandro *
Carrero Cecilia, Laura
Catalá Casanova, Rubén
Cruz López, Borja *
Demchenko, Yulia
Díaz Garrido, Leonardo
Díaz Martín, Esther *

Diéguez Montes, Víctor José
Gil Cañas, María del Carmen *
Giraldo Sastre, Tania
Gometza Murga, Elena
Gómez Cruz, Lluch Laura *
González Moreno, Luis *
Granell Santos, Jorge
Guaita Nuévalos, M^a Jesús *
Hernández Redondo, Oscar *
Hernández Ribes, Javier
Jiménez Serrano, Ivelisse
Latorre Rodríguez, Mónica *
Maestre Puente, Nerea
Marichal Hernández, Juan Luis
Martínez Vela, Carlos *
Monroy Anguita, Irene Fuencisla
Morales Callejas, Laura María
Moreno Sánchez, Germán *
Ortiz de Arri Vicente, David *
Palmi Minuesa, Carles *
Pereda Pérez, María Rosario
Rico Rodríguez, Alejandro *
Romero Cousillas, Ylenia *
Sánchez Arregui, Miren
Sanz Triguero, Carlos A.
Serrano Rubio, Rosa María *
Tornos Bueno, Silvia
Vegas Jaudenes, Belén
Vivas Urías, María Dolores

6ª Promoción 2012/2013

Aguado Benito, José Antonio
Aguado Martínez, Desiree
Albuquerque Reus, Eduardo *
Alió Alonso, Luis *
Barrios Llanque, Gemmer
Cavia Díaz, Roberto *
García Arenas, Fernando *
García Sancho, David
García Valencia, Javier José *
Gil Rubio, Jesús *
Gutiérrez Pérez, Ignacio *
Ibáñez Palomo, Miguel *
Insausti Morán, Rocío
Jiménez de Pedro, Ana *
Mora de la Osa, Alberto de *
Peña Martínez-Conde, Miguel *
Pérez Martí, Rafael *
Pérez Sánchez, Pablo *

Listado de alumnos por promoción

Piedra de la Cuadra, Rafael *
Prieto Santos, Adela
Real Rísquez, José
Ródenas Valverde, José Alberto *
Ruiz Nieves, Rocío *
Sáez Alonso, Isabel*
Tarín Domínguez, Ana*
Torán Piquer, Carlos *
Vallejo Gil, Carlos
Vallejo Villar, Rocío *
Vergara Pérez, Carlos *
Zangroniz Alesanco, Fabio *

7ª Promoción 2013/2014

Alcázar Sánchez, Manuel *
Aroscoa Moso, Aritz
Casado Sevillano, Borja *
Díaz Gómez, Efraín Antonio
García Rodríguez, Fernando *
Gómez Encinas, Mariano
González de Castro, Roberto Carlos
Gutiérrez Martínez, Patricia
Hoya Trujillo, Alexandra
Jiménez Álvarez-Estrada, M. Luis *
Liñan Figuereido, Paulo Roberto
Nieto Navarro, Vicente Carlos *
Pérez Cembranos, Ángel *
Pérez Vilariño, María *
Qing, Liu
Ramos Jaime, Cristina *
Ruete Gil, Nerea *
Sánchez Ontín, María
del Saz Caja, Salvador *
Serena Gómez, María
Soler Selma, Eduardo
Villarino Casado, Elena *
Xiang, Hanqin
Zheng, Qi *

8ª Promoción 2014/2015

Boix Boix, Elena *
Bueno Bleda, Antonio Manuel *
Carrillo Corbalán, Laura *
Correa Arenas, José María *
Fernández López, Ángel Ramón*
Fernández Serna, Tania
García Alcántara, María Antonia *
García Valenzuela, F. Manuel *
Gil Sánchez-Carrasco, Óscar *
González Lizarraga, Peio *
González Sanz, Guillermo *
Guerrero Calatayud, José *
Handal Rivera, Frances Carolina
Ibáñez Udaondo, Iñigo *
Jaber Ávila, Hani *
Jia, Hengshan
Morales Chomon, Alejandro *
Moreno Banda, Soraya *
Moreno Botas, Cristina *
Moreno Tejero, María *
Rodrigo Sánchez, Pedro *
Saiz García, Miguel *
Sánchez Garró, Diego
Sánchez Martín, Luis Alberto *
Sevilla Molino, María *

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL MÁSTER EN ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN

Alcázar Sánchez, Manuel [7ª P.]
Arquitecto
Sogeti High Tech. Stress Engineer
manalcsan@gmail.com
tlf: 629938563

Alburquerque Reus, Eduardo [6ª P.]
Arquitecto
TYPESA. Arquitecto.
edualburquerquereus@gmail.com
tlf: 650541442

Alio Alonso, Luis [6ª P.]
Arquitecto
luis.alio.alonso@gmail.com
tlf: 646302660
www.clarq.es

Alonso Crespo, Unai [2ª P.]
Arquitecto / Director de proyectos
ARKOS consultoría técnica
unai.alonsocrespo@gmail.com
unai.alonso@arkos.es
tlf: +34 655 73 95 08
www.arkos.es

Alonso Luque, Ignacio [1ª P.]
Ingeniero Técnico Industrial
ROVI - Project Manager
al.luque@yahoo.es

Alonso Sanz, Miriam [5ª P.]
Arquitecta
Calter Ingeniería
miriamalonsosanz@gmail.com
tlf: 649294028

Álvarez Gómez, Beatriz [5ª P.]
Arquitecta
beatrzalvarezgomez@gmail.com

Álvarez Torres, Fernando [3ª P.]
Arquitecto
STUFIVE S.L.
ferotto1975@gmail.com
tlf: 636496353

Anaya Gil, Pablo [2ª P.]
Arquitecto
Instituto de ciencias de la construcción
Eduardo Torroja (IETcc) – Consejo
Superior de Investigaciones Científicas
pabloanayagil@gmail.com
es.linkedin.com/in/pabloanayagil

Andrés Planells, María [4ª P.]
Arquitecta
Profesora de educación secundaria. Colegio
Domus, Godella (Valencia)
andres.maria@gmail.com
tlf: 667709002

Asorey Martínez, Marta [1ª P.]
Arquitecta
azorev@hotmail.com
tlf: 617053573
www.maearqu.com

Astudillo Larraz, Alex [3ª P.]
Arquitecto
alex@detarch.com
tlf: 605762247
www.detarch.com

Bejerano Sanchidrián, Sara [3ª P.]
Ingeniero Técnico Aeronáutico, Aeropuer-
tos
ABEQ Soluciones Técnicas, Departamento
Técnico
bejerano.sara@gmail.com
tlf: 647043906

Directorio de alumnos

Blanco Santos, David [3ª P.]
Arquitecto
C.I.T.A.V., Saint-Gobain Glass
Responsable de promoción técnica
david.blancosantos@saint-gobain.com
tlf: 629 457 434

Blázquez Polo, Daniel [4ª P.]
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
INES Ingenieros Consultores. Auxiliar
Técnico
daniel.blazquez.87@gmail.com
tlf: 650553398

Boix Boix, Elena [8ª P.]
Arquitecta Técnica
elenaboix@gmail.com
tlf: 667312125

Bove Díaz, Geaninna Fabiola [3ª P.]
Ingeniero Civil
Ingeniero del Departamento de Ingeniería y
Ejecución de Proyectos del
Instituto de Previsión Militar de Honduras
geaninna.bove@gmail.com
tlf: 00504-97010409

Bueno Bleda, Antonio Manuel [8ª P.]
Arquitecto
ambuenob@hotmail.com
tlf: 664472141

Cadenas Aguado, Manuel [1ª P.]
Arquitecto
GHESA Ingeniería y Tecnología / Jefe de
Proyecto
mdx@empre.es

Cal Manteca, Manuel de la [5ª P.]
Arquitecto
Euroestudios
m.delacalmanteca@gmail.com
tlf: 647 706 538

Caleo, Paolo [4ª P.]
Arquitecto
Archilab S.A. (Suiza), Arquitecto
paolojaleo@hotmail.com

Calle García, Alejandro [5ª P.]
Arquitecto
Universidad Camilo José Cela. Profesor
alejandrocalle.estructuras@gmail.com
tlf: 696148497
www.estudioc3.com

Carreras, Ainhoa [4ª P.]
Arquitecta
aiahoacarreras@gmail.com

Carrillo Corbalán, Laura [8ª P.]
Arquitecta
laura.carrillo.corbalan@gmail.com.
tlf: 699333930

Casado Sevillano, Borja [7ª P.]
Ingeniero de Edificación
borjacasado@hotmail.com
tlf: 653900155

Catalá Casanova, Rubén [5ª P.]
Arquitecto
Gerente en RCC Arquitectura y Cálculo de
Estructuras
rccarquitectura@gmail.com
tlf: 650 351 183
www.facebook.com/rccarquitectura

Cavia Díaz, Roberto [6ª P.]
Arquitecto
info@robertocavia.com
tlf: 696529517
www.robertocavia.com

Corral García, Jaime [1ª P.]
Arquitecto
A+PI Arquitectos
Arquitecto y Estructuras
jaimcorra@hotmail.com
tlf: 653737495

Correa Arenas, José María [8ª P.]
Arquitecto
jomacoare@hotmail.com
tlf: 645986375

Cruz López, Borja [5ª P.]
Arquitecto
borjacruz@hotmail.com
tlf: 649842207
www.galvanalisis.com

Directorio de alumnos

Curbelo Gutiérrez, Román [1ª P.]
Arquitecto
Arditecnia. Coordinador de Proyectos, Jefe
de Estructuras
romancurbelo@arquitecto.com

Díaz Badra, Mario [3ª P.]
Ingeniero industrial
Furness Partnership (Reino Unido). Inge-
niero estructuras
mdbadra@gmail.com

Cuello Pereira, Macarena [1ª P.]
Arquitecta
mcuellopereira@gmail.com
tlf: 650902776

Díaz Gómez, Efraín
Ingeniero Civil
Díaz y Asociados S. A. (Panamá)
ediazg.26@gmail.com
tlf: 692322554/(+507)66780811

Díaz Martín, Esther [5ª P.]
Arquitecta
esther.edm@gmail.com
tlf: 605566786

Escolano Taravillo, Silvio [2ª P.]
Arquitecto
Comunidad de Madrid, Dirección General
de Relaciones con la Administra-
ción de Justicia. Arquitecto Asesor.
silvio.escolano@ya.com
silvioesco@arquired.es
tlf: 914 451 536 / 606 960 900

Fernández González, Alberto [4ª P.]
Ingeniero
Compañía Española de Sistemas Aeronáu-
ticos. Jefe de proyecto
alberte1985@gmail.com

Fernández Iglesias, María Esther [2ª P.]
Doctor Arquitecto
Facultad de Arquitectura (Universidad de la
República, Uruguay). Coordinadora del
Laboratorio de Ensayo de Materiales
mefernandez@farq.edu.uy

Fernández López, Ángel Ramón [8ª P.]
Arquitecto
angelarkitek@gmail.com
tlf: 645093285

Fernández Rodríguez, Inés [4ª P.]
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
STRUKTON (Arabia Saudita), Design
Engineer Line 6 Metro Riyadh
ifernandezr@ciccp.es
tlf: 696786741

Fortea Navarro, Inmaculada [3ª P.]
Arquitecta
BAC Engineering Consultancy Group
inmaculada.fortea@gmail.com

Fuente Simón, José Luis de la [3ª P.]
Arquitecto
jl.fuente.simon@gmail.com
tlf: 658 506953

Fuentes González, Paula [1ª P.]
Arquitecta
Universidad Politécnica de Madrid
paula.fuentes@gmail.com
tlf: 628531056

García Alcántara, María Antonia [8ª P.]
Arquitecta
mariangalc@gmail.com
tlf: 647465808

García Arenas, Fernando [6ª P.]
Arquitecto
fernando.garcia.arenas@gmail.com
tlf: 658595082

García Bravo, Marcos [4ª P.]
Arquitecto
RS Building Products (Reino Unido). Dise-
ñador Técnico
garcibravo.marcos@gmail.com
tlf: 34669132476

García González, Jacob [4ª P.]
Arquitecto
jacobarquitecto@gmail.com
tlf: 649835309

Directorio de alumnos

García Rodríguez, Fernando [7ª P.]
Arquitecto
fernandogarciaarquitecto@gmail.com
tlf: 605960061

García Sánchez, Gonzalo [3ª P.]
Arquitecto
Sacyr Chile, Responsable BIM
gonzalo-garcia@hotmail.com

García Valencia, Javier José [6ª P.]
Arquitecto
ETRA arquitectos SLP_arquitecto director
de proyectos
javiergarciavalencia@gmail.com
tlf: 666003430
www.etraarquitectos.com

García Valenzuela, F. Manuel [8ª P.]
Ingeniero de Edificación
fmanuel88@gmail.com
tlf: 655615569

Garrido González, Tamara [1ª P.]
Ingeniero Técnico Industrial
Grupo Villar Mir. Analista de Riesgo de
Mercados Financieros en Energya VM
garridotamara@hotmail.com
tlf: 680 21 21 72

Gil Cañas, Mª Carmen [5ª P.]
Ingeniera Superior de Montes
Exceltic S.L. Ingeniera calculista
mcarmen_gil@hotmail.com
tlf: 606200622

Gil Rubio, Jesús [6ª P.]
Arquitecto y arquitecto técnico
CHC Ingenieros (asistencia técnica en
obras)
jesus.gil.rubio@gmail.com
tlf: 676033728

Gil Sánchez-Carrasco, Óscar [8ª P.]
Arquitecto
ogscar@hotmail.es
tlf: 631357166

Gómez Corona, Vanesa [3ª P.]
Arquitecta
Sánchez-Blanco Arquitectos S.L.

Gómez Cruz, Lluç Laura [5ª P.]
Arquitecta
LAUD S.L.
llucgomez@gmail.com
tlf: 659707052

Gómez-Lanza Romero, Luis [4ª P.]
Arquitecto
Inskip & Jenkins Architects (Reino Unido)
gomezlanza@gmail.com
uk.linkedin.com/in/gomezlanza/es

Gómez Martínez, Fernando [2ª P.]
Arquitecto
Doctorando Universitat Politècnica de
València, Investigador Università degli
Studi di Napoli Federico II (Italia)
fergomar.arq@gmail.com
tlf: +39 3277049479

Gómez Mateo, Javier [4ª P.]
Arquitecto
jgm@gomae.org
tlf: 34668854627
www.gomae.org

González Lizarraga, Peio [8ª P.]
Arquitecto
peiogonzalez@hotmail.com
tlf: 649104541

González Magallanes, Teresa [3ª P.]
Arquitecta
AECOM
gaseret@yahoo.com

González Moreno, Luis [5ª P.]
Arquitecto
Cuadrak Architecture Ltd. (China). Design
Manager
lugomo.arquitecto@gmail.com
tlf: (+86)13482670043
luisgonzalezmoreno.wordpress.com

González Noheda, Juan Carlos [3ª P.]
Arquitecto
estudio@noheda.com
tlf: 926221243
www.noheda.com

Directorio de alumnos

González Sanz, Guillermo [8ª P.]
Arquitecto
ggs_guille@hotmail.com
sketch-ingpalencia.blogspot.com.es/

Gonzalo Calderón, Laura [4ª P.]
Arquitecta
laura@lignea.es
tlf: 660203194
www.lignea.es

Grado Jordano, Antonio [3ª P.]
Arquitecto
ASEMAS. Técnico en Departamento de
Servicios Técnicos
antonigrado@hotmail.com

Granados Lucena, Vanessa María [3ª P.]
Arquitecta
reUrbe
vanessa.granados@reurbe.com

Granados Trujillo, David [4ª P.]
Arquitecto Técnico
granadostrujillo@gmail.com
tlf: 630563712
www.ingenieriaestructuras.com

Guaita Nuévalos, MªJesús [5ª P.]
Arquitecta
magunue@gmail.com

Guerrero Calatayud, José [8ª P.]
Arquitecto
guerrero.calatayud@hotmail.com
tlf: 677143247

Guevara Melgar, Melvin [1ª P.]
Ingeniero Civil
Saybe y asociados consultores ingeniería y
arquitectura (Honduras), ingeniero de pro-
yecto
ing_mguevara@yahoo.com
tlf: +50495121727

Gutiérrez Pérez, Ignacio [6ª P.]
Arquitecto
ignaciogutierrezperez@hotmail.com

Hernández Gómez, Juan [2ª P.]
Arquitecto
Meyer Architecte (Suiza). Arquitecto
j.hdez.gomez@gmail.com

Hernández Redondo, Óscar [5ª P.]
Arquitecto
REQUITECTURA / ACORN PROJECTS
ohernandez@bellotaproyectos.com
www.bellotaproyectos.com

Hombrados López, Marta [3ª P.]
Arquitecto
ABATON. Arquitecto
m.hombrados@gmail.com

Hueva Cienfuegos, Gabriel [3ª P.]
Arquitecto
gabohcien@gmail.com

Ibáñez Palomo, Miguel [6ª P.]
Arquitectos
HMY Yudigar. Project Manager
miguelibpalomo@gmail.com

Ibáñez Udaondo, Iñigo [8ª P.]
Arquitecto
ibanezudaondo@gmail.com
tlf: 652736946
www.ibanez.biz

Jaber Avila, Hani
Arquitecto
DAT Pangea, Design for Architectural
Territories
datpangea@gmail.com
www.datpangea.com

Jiménez Álvarez-Estrada, Miguel [7ª P.]
Arquitecto
Técnicas Reunidas. Departamento de Es-
tructuras
miguel.jae@gmail.com

Jiménez de Pedro, Ana [6ª P.]
Arquitecto
Coleman Hicks Partnership (Reino Unido).
Arquitecto
ana.jdepedro@gmail.com
tlf: 635 13 67 59

Directorio de alumnos

Jimeno Lara, Javier [4ª P.]
Arquitecto
J2L.estudio@gmail.com
tlf: 617755334

Knupfer Lebrero, Beatriz [3ª P.]
Ingeniero de Caminos
beatriz.knupfer.lebrero@gmail.com
tlf: 605091254

Latorre Rodríguez, Mónica [5ª P.]
Arquitecto
AKT II (Reino Unido). Designer Structural
Engineer
mlatorrer@gmail.com

Legaristi Lizarra, Izaskun [4ª P.]
Arquitecto
izaskunlega@gmail.com
tlf: 661093500

Llano Torre, Aitor [4ª P.]
Arquitecto
Investigador del Instituto de Ciencia y
Tecnología del Hormigón ICITECH
de la Universidad Politécnica de Valencia.
aitor.llano@live.com
<http://es.linkedin.com/pub/aitor-llano-torre/42/787/204>

López Ballesteros, Lorena [4ª P.]
Arquitecta
Constructora Builderpack (Chile)
lorena.lb83@yahoo.es

López Campoy, Manuel [4ª P.]
Arquitecto
Development 9 GmbH (Alemania). Arquitecto
lopedsmmanuel@hotmail.com

López Ulloa, Fabián [1ª P.]
Arquitecto
Universidad Politécnica de Madrid
fabian.lopez@upm.es

Martín Díaz de Bustamante, Víctor [2ª P.]
Arquitecto
TURISTICA
vmddb@bus@gmail.com
tlf: 630782670

Martín Zabalegui, Iván
Arquitecto
Curtins Consulting (Reino Unido), Project
Engineer
ivanmartinzabalegui@gmail.com
tlf: 0044(0)7445478059

Martínez Escorihuela, Adrián [4ª P.]
Arquitecto
adrianme.arq@gmail.com
tlf: 651638584

Martínez Vela, Carlos [5ª P.]
Arquitecto Técnico
La Adrabar S.L. Directivo
carlosmvela@hotmail.com
tlf: 615641750

Matilla Pérez, Pablo [4ª P.]
Arquitecto
pablonatis@gmail.com
tlf: 626122740
www.facebook.com/PabloMatillaAYAT

Méndez Alamillo, Juan Ángel [4ª P.]
Arquitecto
jmenendezalamillo@yahoo.es
tlf: 615214082

Mendoza Rodríguez, José M. [2ª P.]
Arquitecto
Estel engenharia (Brasil), departamento
técnico
josemamendoza@gmail.com

Meza Martínez, Roxy Adriana [2ª P.]
Arquitecto
roxymeza@hotmail.com
tlf: 618617967

Milano Curto, Juan [3ª P.]
Arquitecto
Sheppard Robson (Reino Unido). Arquitecto.
juanmilanocurto@gmail.com

Molinos Esparza, Roberto [3ª P.]
Arquitecto
Modelical. Director General
roberto@modelical.com
www.modelical.com

Directorio de alumnos

Mora de la Osa, Alberto de [6ª P.]
Arquitecto
IC Construction. Auxiliar de Proyecto
demora.alberto@gmail.com
tlf: 610977942

Morales Chomón, Alejandro [8ª P.]
Arquitecto
alex.mchomon@gmail.com
tlf: 666101753
moraleschomon.com

Morales Nieves, Francisco Javier [1ª P.]
Arquitecto ETSAM
jmoralesnieves@gmail.com
tlf: 630539623
www.fjmnarquitectura.com

Morenate Navío, Gregorio [2ª P.]
Arquitecto
g.morenate@gmail.com
tlf: 652224942
www.estudiomorenate.com

Moreno Banda, Soraya [8ª P.]
Arquitecto
soraya_mbanda@hotmail.com

Moreno Botas, Cristina [8ª P.]
Grado en Ciencia y Tecnología de la Edifi-
cación
cris_16_12@hotmail.com

Moreno Hernández, Jesús [3ª P.]
Arquitecto
jesusmorenohernandez@gmail.com
tlf: 659846868

Moreno Sánchez, Germán [5ª P.]
Arquitecto Técnico
Room007 Ventura Hostel. Recepcionista.
germanmorenosanchez@gmail.com
tlf: 619084532

Moreno Tejero, María [8ª P.]
Arquitecto
m.morenotejero@gmail.com
tlf: 680243714

Muñoz Díez, José Antonio [2ª P.]
Arquitecto y Arquitecto Técnico
Verona. Arquitecto
jam@verona.es
tlf: 917507035

Muñoz Galán, Javier [4ª P.]
Arquitecto
AQT Gestión de Proyectos Urbanos. Arqui-
tecto
javiermgcr@hotmail.com
tlf: 626209852

Nava Castresana, Alejandro [3ª P.]
Arquitecto
AKTII (Adams Kara Taylor, Reino Unido).
Senior Engineer.

Navarro González, Martin [2ª P.]
Arquitecto
marnago@gmail.com
tlf: 637549072

Nieto Navarro, Vicente Carlos [7ª P.]
Arquitecto

Nieves Conde, Patricia Jane [3ª P.]
Ingeniero
Escuela Militar de Ingeniería (Bolivia).
Docente.
patty_jane82@hotmail.com
tlf: 68001976

Ortega López, Juan José [4ª P.]
Arquitecto
A3ZO (República Checa). Director
juanjo0185@gmail.com
tlf: 4,20703E+11
www.a3zo.com

Ortiz de Arri Vicente, David [5ª P.]
Ingeniero de Caminos
ortiz2221@hotmail.com

Osuna Jurado, Andrés [3ª P.]
Arquitecto
andresosunajurado@hotmail.com

Directorio de alumnos

Palmi Minuesa, Carles [5ª P.]

Arquitecto

Estudio Epigram

carlespalmi@gmail.com

tlf: 669895664

www.estudioepigram.com

Peña Barasoain, Tomás [2ª P.]

Arquitecto

8842pena@coam.es

tlf: 696142613

Peña Martínez-Conde, Miguel [6ª P.]

Arquitecto e Ingeniero de la Edificación

miguelpmc@gmail.com

tlf: 636949919

Perea Manzano, Mariano [3ª P.]

Arquitecto

marianowilly@hotmail.com

tlf: 630230735

www.facebook.com/mariano.p.manzano

Pérez Cembranos, Ángel [7ª P.]

Arquitecto

angelpercem7@gmail.com

tlf: 645405397

Pérez Martí, Rafael [6ª P.]

Ingeniero Civil

Universidad Santo Tomas/ Departamento
de Estructuras (Colombia)

rafaelperez@usantotomas.edu.co

Pérez Sánchez, Pablo [6ª P.]

Arquitecto

pabloperezsanchez@gmail.com

tlf: 607185768

Pérez Vilariño, María [7ª P.]

Arquitecto

mariaperezvila@gmail.com

tlf: 647081301

Piedra de la Cuadra, Rafael [6ª P.]

Arquitecto

Casas Industriales. Arquitecto Calculista

rafaelpiedradelacuadra@gmail.com

tlf: 622004048

cargocollective.com/piedrarq

Piñas Calderón, Javier [3ª P.]

Arquitecto

IDOM.Arquitecto

jpinhas@gmail.com

tlf: 653675051

Piñero Aguirre, Víctor [4ª P.]

Arquitecto

victorpineroaguirre@hotmail.com

tlf: 620 296 832

Prado Nájera, Omar [4ª P.]

Ingeniero civil

pradonajera@yahoo.com

Ramos Jaime, Cristina [7ª P.]

Arquitecto

cris84rj@gmail.com

tlf: 658481488

Rico Rodríguez, Alejandro [5ª P.]

Arquitecto

alejandroricol@gmail.com

tlf: 607 70 60 53

Río Salio, Andrés del [3ª P.]

Arquitecto

BSA Consult

delrioarquitecto@gmail.com

Ródenas Valverde, José Alberto [6ª P.]

Arquitecto

josearode@hotmail.com

tlf: 630253508

Rodrigo Sánchez, Pedro [8ª P.]

Arquitecto

ped.ro.sanchez@outlook.com

tlf: 654905895

Rodríguez Cámara, Antonio [3ª P.]

Arquitecto e Ingeniero de Caminos Canales
y Puertos

Initec Plantas Industriales, (Técnicas
Reunidas, Canadá)

Rodríguez Galán, Víctor [1ª P.]

Ingeniero

Iberdrola Ingeniería - Ingeniero Diseño
Estructuras

Directorio de alumnos

Rodríguez Ruiz, Juan Manuel [1ª P.]
Ing. Téc. Obras Públicas
CT3 S.L., Calculista de estructuras
industriales
tlf: 661452066
jumaro2@hotmail.com

Romero Cousillas, Ylenia [5ª P.]
Ingeniero
Euroestudios. Ingeniera de estructuras
romerocousillasyle@hotmail.com
tlf: 606133125
www.galvanalisis.com

Ros Bonanad, Davinia [2ª P.]
Arquitecto
Brusatti GmbH (Austria). Jefa de proyectos
daviniaros@gmail.com
tlf: 4369910078589
www.da-ja.com

Ruete Gil, Nerea [7ª P.]
Arquitecto
nruetegil@gmail.com
tlf: 605120978

Ruiz Nieves, Rocío [6ª P.]
Arquitecto
Gaztelu Arquitectos. Arq. Colaborador
ruiz.nieves@hotmail.com
tlf: 661348835

Sáez Alonso, Isabel [6ª P.]
Arquitecto
i.saezalonso@yahoo.es
tlf: 637188878

Saiz García, Miguel [8ª P.]
Arquitecto
msaizg87@gmail.com
tlf: 696313080
muybuenasnoches.tumblr.com

Salvador Rodríguez, Jesús [2ª P.]
Arquitecto
jesalrod@gmail.com
tlf: 627427076

San Hipólito Marín, Fernando [3ª P.]
Arquitecto e Ingeniero de Edificación
fersanhip@gmail.com
tlf: 647675203
http://mizuage.es/

Sánchez González, Esther
Arquitecto
essgz.arq@gmail.com
tlf: 620016021

Sánchez Martín, Álvaro [2ª P.]
Arquitecto
Unen Servicios para la arquitectura
alvarosanmar@gmail.com

Sánchez Martín, Luis Alberto [8ª P.]
Arquitecto
lusamar@gmail.com
tlf: 675574481

Saz Caja, Salvador del [7ª P.]
Arquitecto
salvados.89@gmail.com
tlf: 661041132

Serrano Rubio, Rosa María [5ª P.]
Arquitecto
rosamariaserrano98@hotmail.com
tlf: 689906797

Sevilla Molino, María [8ª P.]
Arquitecto
m.sevilla.molino@gmail.com

Sierra González, Alicia [3ª P.]
Arquitecto
BAC engineering consultancy group. Jefe
de proyecto
alicia.sierra.gonzalez@gmail.com
www.aliciasierra.netai.net

Silgo Ibáñez, Javier
Arquitecto
CALCULA2 Ingeniería de estructuras.
Director Gerente
javier.silgo@calcula2.com
tlf: 957481503

Directorio de alumnos

Soriano Estivalis, Beatriz
Arquitecto
bse@beatrizsoriano.es
tlf: 699496756

Tamashiro Arias, Tami Patricia [3ª P.]
Arquitecto
arqtamashiro@gmail.com

Tarín Domínguez, Ana [6ª P.]
Arquitecto
MUNO. Jefe de Departamento Técnico
anatarin.arquitecto@gmail.com
tlf: 679162402

Torán Piquer, Carlos [6ª P.]
Arquitecto
Burke Rickhards Limited (Reino Unido).
Architect Structural
toran.carlos@gmail.com
tlf: 699858048

Toriente Hoyo, Ricardo de la [3ª P.]
Arquitecto
rdelatoriente@gmail.com
tlf: 669201227

Vallejo García, Juan [1ª P.]
Ingeniero de caminos
Intecsa Industrial
jvallgarc@gmail.com
tlf: 654531727

Vallejo Villar, Rocío [6ª P.]
Arquitecto
vallejo.rocio@hotmail.com
tlf: 627465729

Vegas González, Pablo [1ª P.]
Arquitecto
Mecanismo Ingeniería / Director Técnico
p_vegas@hotmail.com
tlf: 636950068

Vera Arroyo, Tomás [1ª P.]
Arquitecto
tomas.vera.arroyo@gmail.com
tlf: 616240752

Vergara Pérez, Carlos [6ª P.]
Arquitecto. Máster Patología de la Edificación (ETSAM)
FERROVIAL, Document Controller ITER (Francia)
vergaracarlos.arq@gmail.com

Vicente Martín, Jesús [2ª P.]
Arquitecto
Haworth
arquitectdos@gmail.com
tlf: 669438508
www.oikoarquitectos.com

Villarino Casado, Elena [7ª P.]
Arquitecto
elevica@gmail.com
tlf: 645369557

Yanes Armas, Sonia [3ª P.]
Arquitecto
CCLab-EPFL (Suiza); doctoral assistant
sonia.yanesarmas@epfl.ch

Zaballa Paraíso, Sarai [3ª P.]
Arquitecto
Modelical. Arquitecto.
szparaíso@yahoo.es
www.modelical.com

Zangróniz Alesanco, Fabio [6ª P.]
Arquitecto
DIOC Ingeniería
fabiozangroniz@gmail.com
tlf: 650021204
fabiozangroniz.wix.com/arq

Zheng, Qi [7ª P.]
Ingeniero
zq87099885@hotmail.com
tlf: 684128999

